

AMPLIAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS EM ALTURA – SOLUÇÃO ESTRUTURAL EM MADEIRA

JOÃO MIGUEL CARDOSO NEVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

Coorientador: Professor Doutor José Manuel Marques Amorim de Araújo Faria

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Família

«Agir, eis a inteligência verdadeira. Serei o que quiser. Mas tenho que querer o que for. O êxito está em ter êxito, e não em ter condições de êxito. Condições de palácio tem qualquer terra larga, mas onde estará o palácio se o não fizerem ali?»

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é algo que significa muito para mim, como engenheiro e como pessoa, e sem o apoio das pessoas que me ajudaram neste processo a qualidade deste trabalho nunca seria a mesma.

Posto isto, aproveito esta secção para agradecer.

-À minha mãe, pela paciência e pelo apoio que sempre me deu;

-À minha namorada Inês, que por consequência deste trabalho ficou perita em Estruturas de Madeira;

-A toda a minha família e amigos;

-Ao meu orientador, João Miranda Guedes, pelo acompanhamento e disponibilidade durante todo o semestre;

-Ao meu coorientador, Amorim Faria, pela oportunidade que me deu de realizar um trabalho numa área que tem todo o meu interesse, e pela voz da experiência que me acompanhou ao longo deste trabalho.

-E à Anarchlab Arquitetura, pela disponibilização do projeto de arquitetura.

RESUMO

Esta dissertação tem como objetivo a realização do projeto da ampliação vertical de um edifício antigo de alvenaria resistente, utilizando uma solução leve, nomeadamente uma estrutura integralmente em madeira. Com esse objetivo estudaram-se previamente as características físicas e mecânicas da madeira, analisando-se as principais vantagens e desvantagens deste material, e as normas que devem ser respeitadas para o correto dimensionamento deste tipo de estruturas. O projeto contempla as opções tomadas na definição da estrutura e no seu dimensionamento, nomeadamente da cobertura, pavimento e paredes, dando especial atenção às ligações entre os elementos estruturais, que é um tema complexo e essencial no dimensionamento de estruturas em madeira; apresentam-se os detalhes do projeto estrutural, a quantificação de ações, o dimensionamento dos elementos e a pormenorização das ligações, incluindo peças desenhadas relevantes. Complementarmente, apresentam-se vários produtos derivados da madeira disponíveis no mercado atual e as suas aplicações, bem como as ligações mais utilizadas. Para além disso, foram realizadas análises de sensibilidade relativamente ao comportamento da estrutura para se perceber o impacto das decisões tomada ao longo deste trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento, Estrutura em madeira, EC5, Ligações, Madeira lamelada colada.

ABSTRACT

The objective of this dissertation is the realization of a vertical expansion of an old masonry building, using a light structure solution, namely a structure fully made from timber. With this objective, the physical and mechanical characteristics of the wood were previously studied, analyzing the main advantages and disadvantages of this material, and the norms that must be respected for the correct design of this type of structures. The project contemplates the decisions taken in the definition of the structure and in its design, namely of the roof, flooring and walls, paying special attention to the connections between the structural elements, which is a complex and essential theme in the design of timber structures; the details of the structural design, the quantification of actions, the design of the elements and the details of the connections, including relevant drawings, are also presented. Furthermore, several wood-based products available in the current market and their applications, as well as the most used links, are presented. In addition, a sensitivity analysis was performed regarding the behavior of the structure in order to understand the impact of the decisions taken throughout this work.

KEYWORDS: Design of timber structure, Eurocode 5, Connections, Glued laminated timber

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	1
2. A MADEIRA E OS DERIVADOS.....	5
2.1. A MADEIRA COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO	5
2.2. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA.....	6
2.2.1. HUMIDADE.....	6
2.2.2. DENSIDADE	8
2.2.3. RETRAÇÃO	9
2.2.4. RESISTÊNCIA AO FOGO.....	10
2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA MACIÇA.....	12
2.3.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARALELA ÀS FIBRAS	12
2.3.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS.....	13
2.3.3. RESISTÊNCIA À FLEXÃO PARALELA ÀS FIBRAS	14
2.3.4. CORTE	14
2.4. OS DEFEITOS DA MADEIRA	14
2.5. A CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA.....	15
2.6. OS DERIVADOS DA MADEIRA.....	18
2.6.1. MADEIRA LAMELADA COLADA	18
2.6.2. MADEIRA MICRO LAMELADA COLADA (LVL)	21
2.6.3. AGLOMERADOS DE PARTÍCULAS DE MADEIRA LONGAS E ORIENTADAS (“ORIENTED STRAND BOARD”).....	21
2.6.4. CONTRAPLACADO	22
2.6.5. VIGAS EM I.....	23
3. LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS EM MADEIRA	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. LIGAÇÕES ENTALHADAS	25
3.3. LIGADORES METÁLICOS.....	26

3.3.1. GENERALIDADES	26
3.3.2. LIGADORES TIPO CAVILHA	26
3.3.3. LIGADORES PLANOS	27
3.4. TEORIAS DAS LIGAÇÕES EM MADEIRA	27
3.4.1. INTRODUÇÃO	27
3.4.2. LIGAÇÃO MADEIRA-MADEIRA	29
3.4.3. LIGAÇÃO AÇO-MADEIRA	29
3.5. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES	30
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO....	33
4.1. INTRODUÇÃO	33
4.2. APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO ANTIGO	33
4.2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ANTIGO	35
4.3. ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO DA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO	35
4.4. ANÁLISE ESTRUTURAL DA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO	37
4.4.1 COBERTURA	37
4.4.2 PILARES E PAREDES	39
5. CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO	43
5.1. INTRODUÇÃO	43
5.2. GENERALIDADES	44
5.3. ASPETOS PARTICULARES DO CÁLCULO	44
5.3.1. CLASSES DE SERVIÇO.....	44
5.3.2. CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES.....	45
5.3.3. FATOR MODIFICAÇÃO	45
5.3.4. FATOR TAMANHO	45
5.4. MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA.....	46
5.4.1. VALORES DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	46
5.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	46
5.5. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	46
5.6. MATERIAIS UTILIZADOS.....	49
5.7. AÇÕES E COMBINAÇÕES.....	50
5.7.1. SOBRECARGAS	50
5.7.2. PESO PRÓPRIO E CARGAS PERMANENTES.....	50
5.7.3 AÇÃO DO VENTO	50

5.7.4. AÇÃO SÍSMICA	55
5.7.5. COMBINAÇÕES.....	56
5.8. DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA	57
5.8.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	57
5.8.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	59
5.8.3. LIGAÇÕES.....	59
5.8.3.1. LIGAÇÃO PERNA-LINHA	59
5.8.3.2. LIGAÇÃO PERNA-PENDURAL	61
5.8.3.3. LIGAÇÃO PENDURAL-ESCORA-LINHA	63
5.8.3.4. LIGAÇÃO ESCORA-PERNA	63
5.8.3.5. LIGAÇÃO DOS RINCÕES	63
5.9. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES E PAREDES	64
5.9.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	64
5.9.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	64
5.9.3. LIGAÇÕES.....	65
5.9.3.1. LIGAÇÃO PILAR VIGA DE CHÃO.....	65
5.9.3.2. LIGAÇÃO VIGA DE CHÃO VIGAS DE PISO.....	65
5.10. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PAVIMENTO	65
5.10.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	65
5.10.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	66
5.10.2.1 ESTADO LIMITE DE VIBRAÇÃO.....	67
5.10.3. LIGAÇÕES.....	68
5.10.3.1. LIGAÇÃO UPN-VIGA	68
5.10.3.2. LIGAÇÃO UPN-ALVENARIA	70
5.10.3.3. LIGAÇÃO VIGAMENTO PRINCIPAL-TARUGOS.....	71
5.10.3.4. ANCORAGEM DOS BLOCOS NA ALVENARIA	71
5.11. RESISTÊNCIA AO FOGO	72
6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	75
6.1. INTRODUÇÃO.....	75
6.2. ANÁLISE 1: EFEITO DAS PAREDES DE OSB	75
6.3. ANÁLISE 2: LIGAÇÕES DA COBERTURA	76
6.4. ANÁLISE 3: LIGAÇÃO PENDURAL-LINHA	77
6.5. ANÁLISE 4: CROSS LAMINATED TIMBER	78

6.6. ANÁLISE 5: COROAMENTO	79
6.7. ANÁLISE 6: LAJE DE PISO.....	80
6.7.1. LIGAÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS AOS TARUGOS	80
6.7.2. LIGAÇÃO AO UPN-VIGAS GLULAM.....	80
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	81
7.1. CONCLUSÕES.....	81
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	82
ANEXOS.....	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Variação da resistência à compressão axial com o teor de água de <i>Pinus Sylvestris</i>	6
Figura 2 - Fases de secagem da madeira M9 (Coutinho, 1999)	7
Figura 3 - Representação do limite de segurança contra o ataque de fungos (ficha M1 do LNEC)	8
Figura 4 - Representação do impacto da densidade na tensão de rotura na madeira (Carvalho, 1996)	8
Figura 5 - Diagrama de Kollman (Coutinho, 1999)	9
Figura 6 - Direções ou eixos principais a considerar na madeira (Smith, 1990)	9
Figura 7 - Exemplo de curvas de retração (Joana Coutinho, 1999)	10
Figura 8 - Diferença do comportamento ao fogo da madeira e do aço	10
Figura 9 - Secção de madeira carbonizada	11
Figura 10 - Diagrama de valores de resistência global da madeira, em função do esforço instalado (Carvalho, 1996)	12
Figura 11 - Comportamento da madeira à tração axial e o modo de rotura (Borgström, 2016)	13
Figura 12 - Comportamento da madeira à compressão paralela às fibras	13
Figura 13 - Diagrama força/deformação em ensaio de flexão estática (Carvalho, 1996)	14
Figura 14 - Nós da madeira (Porteous, 2007)	15
Figura 15 - Gretas (Porteous, 2007)	15
Figura 16 - Descaio (Porteous, 2007)	15
Figura 17 - Desvio do fio da madeira (Porteous, 2007)	15
Figura 18 - Defeitos provocados por um processo de secagem deficiente, ou devido a agentes externos (Porteous, 2007)	15
Figura 19 - Cronograma da invenção dos produtos derivados da madeira (Borgström, 2016)	18
Figura 20 - Finger-joint	18
Figura 21 – Função distribuição para a resistência à flexão da madeira maciça e da madeira lamelada (Borgström, 2016)	19
Figura 22 - Glulam homogéneo e combinado	19
Figura 23 - O processo de fabrico da madeira lamelada colada (Porteous, 2007)	20
Figura 24 - LVL (Borgström, 2016)	21
Figura 25 - OSB e uma parede exterior resistente de OSB (Kuklík, 2008)	22
Figura 26 - Contraplacado de 9 camadas (Kuklík, 2008)	22
Figura 27 - Vigas I (Borgström, 2016)	23

Figura 28 - (a) Encontro vertical, (b) longitudinal e (c) cruzado	25
Figura 29 - Pormenor da ligação Perna-Linha e soluções de reforço: a) esquadro, b) varão, c) braçadeira (Branco 2006)	26
Figura 30 - Ligadores tipo cavilha: parafusos, pregos e cavilhas.	26
Figura 31 - Anel Figura 32 - Placa denteada	27
Figura 33 - Possíveis modos de rotura: na primeira linha apresentam-se ligações em corte simples e na segunda em corte duplo.	28
Figura 34 - Resistência dos diferentes modos de rotura para ligações madeira-madeira com um plano de corte (Borgström, 2016).....	29
Figura 35 - Resistência e modos de rotura para um plano de corte numa ligação aço—madeira com apoio fixo de pregos da chapa de aço. (Borgström, 2016)	30
Figura 36 - Localização do caso de estudo.....	33
Figura 37 - Edifício existente	34
Figura 38 - Vista em planta do telhado do edifício original	34
Figura 39 - Cortes longitudinais (à esquerda do edifício antigo e à direita da proposta).....	35
Figura 40 - Planta da cobertura do piso recuado	36
Figura 41 - Planta do piso recuado	36
Figura 42 - Modelo Global da estrutura.....	37
Figura 43 - Asna com chapas de reforço nas ligações dos elementos.....	37
Figura 44 - Planta da estrutura do telhado Figura 45 - Modelo 3D do telhado	38
Figura 46 - Representação da parede envidraçada.....	38
Figura 47 - a) Painel das paredes exteriores e interiores; b) Painel das paredes estruturais à direita (medidas em mm).....	39
Figura 48 - Painel em cruz.....	40
Figura 49 - Paredes estruturais do piso recuado	40
Figura 50 - Modelo do pavimento do piso recuado (sem o soalho)	41
Figura 51 - Planta do piso 2.....	41
Figura 52 - Detalhe da ligação Alvenaria-UPN e viga de Glulam-UPN	42
Figura 53 - Sistema de coordenadas	44
Figura 54 – Deformação de uma viga simplesmente apoiada.	47
Figura 55 - Representação do coeficiente de exposição $C_e(z)$ para $C_0=1$ e $K_0=1$	52
Figura 56 - Divisão da cobertura por zonas	52
Figura 57 - Divisão das paredes por zonas.....	53
Figura 58 - Modelo utilizado na simulação da ação sísmica na estrutura	55
Figura 59 – Pormenor do entalhe da ligação perna-linha (Varum, 2006)	59

Figura 60 - Diagrama de momentos da asna, na combinação ação base vento em X do ELU	59
Figura 61 - Esquema de distribuição das forças, segundo Anexo Nacional Holandês do EC5.	60
Figura 62 - Ilustração da ligação dos quatro rincões (à esquerda vista em planta, e à direita vista frontal)	63
Figura 63 – Deformada da estrutura quando solicitada pela ação do vento na direção X.	64
Figura 64 – Representação da ligação dos pilares com a viga de chão	65
Figura 65 - Representação da deformada da laje de piso.....	66
Figura 66 - Secção em “T” das vigas	67
Figura 67 – Relação recomendada para a relação entre a e b	68
Figura 68 - Parafuso de cabeça quadrada (modelo BSH)	68
Figura 69 - Ligação UPN-Viga e UPN-Alvenaria (corte longitudinal à esquerda, e corte transversal à direita).....	69
Figura 70 - Perno de ancoragem	70
Figura 71 - Sistema do vigamento do piso Figura 72 - Ligação tarugo-viga	71
Figura 73 - Aplicação do sistema de ancoragem na alvenaria	71
Figura 74 - Sistema de ancoragem para alvenarias (Stati-Cal)	71
Figura 75 - Modelo global com inclusão das paredes de OSB.....	75
Figura 76 - Diagrama de momentos para o peso próprio do telhado (Piazza, 2006)	76
Figura 77 – Diagrama de momentos para a ação da neve (Piazza, 2006)	76
Figura 78 - Exemplificação de um método de suspensão da Linha (Costa, 1955)	77
Figura 79 - Diagrama de momentos fletores para o caso da linha suspensa no pendural (A) e a linha desligada do pendural (B). (Piazza, 2006)	77
Figura 80 - Diagrama de corte para a ação da neve (Piazza, 2006)	78
Figura 81 – Laje de CLT.....	78
Figura 82 – Pormenorização do coroamento através de uma viga de betão armado.....	79
Figura 83 – Pormenorização do corte na alvenaria	79

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Rácio tensão/densidade de alguns materiais estruturais	5
Quadro 2 - Exemplos de Classe de Resistência (EN 338)	16
Quadro 3 - Classe de Qualidade/ Classe de Resistência para algumas madeiras correntemente utilizadas em estruturas (EN 1912)	17
Quadro 4 - Caracterização mecânica de Glulam Homogêneo e Combinado (Porteous, 2007)	20
Quadro 5 - Classe de duração de ações	45
Quadro 6 - Limites de deformação de uma viga simplesmente apoiada	48
Quadro 7 - Propriedades mecânicas das classes de resistência C24 e GL28c	49
Quadro 8 - Coeficientes de pressão externa	53
Quadro 9 - Resultados das pressões externas	54
Quadro 10 - Ações consideradas no cálculo	56
Quadro 11 – Combinações usadas no cálculo	56
Quadro 12 - Quadro resumo dos resultados do dimensionamento ao ELU.	57
Quadro 13 - Regras para profundidade do entalhe conforme a norma SIA 265 e NEN 6760	60
Quadro 14 - Regras para o comprimento do talão conforme a norma SIA 265 e NEN 6760	60
Quadro 15 - Equações de dimensionamento do dente simples e duplo, segundo Anexo Nacional	61
Quadro 16 - Resultados do dimensionamento dos pilares	64
Quadro 17 - Resultados do dimensionamento da vigas do pavimento	65
Quadro 18 - Propriedades mecânicas de um WAM16	70

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

E_d	- valor de cálculo do módulo de elasticidade (GPa)
E_{mean}	- valor médio do módulo de elasticidade (GPa)
$E_{mean,fin}$	- valor do módulo de elasticidade após fluência (GPa)
$F_{v,Rd}$	- capacidade resistente de cálculo de um ligador por plano de corte por ligador
$F_{v,Rk}$	- capacidade resistente característica de um ligador por plano de corte por ligador
G_d	- valor de cálculo do módulo de elasticidade transversal
G_{mean}	- valor médio do módulo de elasticidade transversal
K_{ser}	- módulo de escorregamento
$M_{ap,d}$	- momento flector de cálculo actuante na zona do cume
$M_{y,Rk}$	- momento flector característico de cedência do ligador
$f_{h,k}$	- resistência ao esmagamento localizado
$f_{ax,k}$	- tensão característica de arranque dos pregos
$f_{c,0,d}$	- resistência à compressão na direcção do fio
$f_{c,90,k}$	- resistência à compressão perpendicular ao fio
$f_{m,k}$	- resistência à flexão
$f_{t,0,d}$	- resistência à tracção na direcção do fio
$f_{t,90,d}$	- resistência à tracção na direcção perpendicular ao fio
$f_{v,d}$	- resistência ao corte
$k_{c,y}$ ou $k_{c,z}$	- factor de instabilidade
k_{crit}	- factor de bambeamento
k_{def}	- factor de deformação
k_h	- factor de tamanho
k_m	- factor que tem em conta a redistribuição dos esforços de flexão na secção transversal
k_{mod}	- factor de modificação
k_{shape}	- factor dependente da forma da secção transversal
k_{vol}	- factor volume
u_{creep}	- deformação por fluência
u_{fin}	- deformação final

u_{inst} – deformação instantânea

λ_y – esbelteza correspondente à flexão segundo o eixo y

λ_z – esbelteza correspondente à flexão segundo o eixo z

$\lambda_{rel,y}$ - esbelteza relativa correspondente à flexão segundo o eixo y

$\lambda_{rel,z}$ - esbelteza relativa correspondente à flexão segundo o eixo z

ρ_k – densidade característica

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

O Homem tem encontrado na madeira um precioso recurso, nomeadamente ao nível da construção de edifícios para habitação, dado à disponibilidade e versatilidade deste material. De acordo com bibliografias antigas, as primeiras grandes edificações (de que existem relatos/memória) em de madeira aconteceram na Ásia, nomeadamente na China e no Japão, onde foram construídas estruturas magníficas, como o templo de Horyu (Japão, séc. VII) e o templo de Fogong (China, séc. XI). Mais tarde, na época medieval e ao longo dos séculos XVI, XVII e XVIII, o conhecimento adquirido sobre as propriedades da madeira e sobre o comportamento das estruturas propagou-se por todo o mundo, permitindo realizar verdadeiras obras de arte, que vão desde fortificações, igrejas e habitações. Isto fez com que a construção de estruturas em madeira constituísse um marco importante na história da engenharia civil tanto em Portugal como no resto do mundo. Estas estruturas continuam a desempenhar um importante papel na construção, embora o uso da madeira como material estrutural não seja tão intensivo como no passado, devido ao surgimento de outros materiais estruturais como o aço e o betão armado.

A construção em madeira é matéria ainda alvo de investigação, tanto ao nível da realização do projeto como da construção da estrutura e do desenvolvimento de novas soluções. Contudo, a madeira é um material bastante eficiente ao nível estrutural, não apenas pelas características mecânicas que apresenta, mas também porque se trata de um material sustentável, considerando todas as etapas do ciclo de vida de uma estrutura: produção, utilização e demolição. Atualmente as estruturas de madeira apresentam um grande benefício por um custo competitivo, que pode ainda ser diminuído com a prática de inspeções e manutenções regulares durante a vida útil da estrutura; e além disso, são soluções amigas do ambiente que apresentam um comportamento excelente à ação sísmica, boa resistência ao fogo, grande facilidade na construção e desconstrução. Outro fator que torna a madeira um material muito interessante ao nível estrutural resulta da existência de produtos derivados da madeira, que adicionam uma maior versatilidade a este material, permitindo ultrapassar alguns obstáculos naturais que a madeira apresenta, como a presença de defeitos e o comprimento limitado pela altura das árvores. Contudo, as estruturas de madeira apresentam algumas desvantagens, como o facto da madeira ser um material combustível, vulnerável a agentes externos e ser um material heterogéneo e anisotrópico, isto é apresentar propriedades mecânicas diferentes consoante a direção de atuação das forças. Outros problemas que podem surgir resultam da falta de manutenção apropriada, que é especialmente importante em estruturas de madeira, falta de detalhe no projeto, erros na construção e da degradação do material. Num projeto de estruturas de madeira, o aspeto mais crítico são as ligações entre elementos estruturais, isto acontece

devido à fragilidade da madeira a determinados esforços que podem surgir se a ligação não for idealizada e executada corretamente.

Relativamente ao uso da madeira, este é muito comum em pavimentos, coberturas de habitações e pavilhões desportivos, mas atualmente um dos seus principais usos como material estrutural está na reabilitação de edifícios, que é uma das áreas da engenharia civil em maior expansão no território nacional. A madeira é um dos materiais de eleição na reabilitação, não só por fazer parte da estrutura original dos edifícios antigos, apresentando uma maior compatibilidade com os restantes materiais existentes nesses edifícios, como apresenta rácios massa/ resistência baixos face a outros materiais ordinários com potencial estrutural, promovendo soluções menos intrusivas. Conclui-se então que o estudo de estruturas de madeira no âmbito da reabilitação é uma temática de grande importância na atualidade, sendo neste âmbito que se insere o trabalho desenvolvido nesta tese.

Em particular, pretende-se atuar na ampliação vertical inserida no projeto estrutural de reabilitação de um edifício antigo de alvenaria resistente na zona do Porto. A ampliação vertical destes edifícios no âmbito de intervenções de reabilitação, desde que devidamente contextualizada e controlada, pode ser uma solução interessante para o aumento da sua área útil, tendo em conta o aumento abrupto do valor por metro quadrado dos terrenos nas cidades. Este trabalho propõe-se estudar soluções estruturais em madeira para execução deste tipo de ampliações, que permitam a máxima manutenção dos elementos arquitetónicos originais, nomeadamente através da preconização de soluções leves e compatíveis com estrutura e materiais originais existentes nos pisos inferiores.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este estudo está organizado em cinco capítulos principais. No presente capítulo é realizado um enquadramento do trabalho, assim como uma breve descrição das aplicações da madeira como material estrutural e uma descrição sumária do conteúdo dos capítulos seguintes.

No segundo capítulo são descritas as principais propriedades da madeira maciça e dos seus derivados. Este estudo é essencial, pois para a conceção de qualquer estrutura é necessário um conhecimento aprofundado do material em questão. No caso da madeira, este tópico é de especial realce, devido às propriedades únicas que este material possui, nomeadamente o facto de ser um material natural, anisotrópico, cuja presença de defeitos pode mudar significativamente o comportamento da madeira.

No terceiro capítulo são descritas e analisadas as diferentes formas de ligação entre elementos. Esta temática é das mais importantes no estudo de estruturas de madeiras, dado o impacto que as ligações têm no comportamento na mesma.

No quarto capítulo é apresentado o caso de estudo, analisando o edifício antigo na vertente arquitetónica e estrutural. Após esta análise é apresentada uma proposta de intervenção da estrutura e consequente justificação das principais decisões tomadas.

No quinto capítulo são referenciadas as principais disposições regulamentares previstas no Eurocódigo 5 e descrita a metodologia do cálculo, bem como as etapas do dimensionamento de todos os elementos e ligações da estrutura.

No sexto capítulo é realizada uma análise de sensibilidade onde se vai estudar a legitimidade de algumas decisões tomadas no projeto, bem como analisar outras alternativas, tanto ao nível da modelação da estrutura como de conceção da mesma.

No sétimo capítulo são apresentadas algumas considerações finais, as principais conclusões retiradas durante a execução deste trabalho e possíveis desenvolvimentos futuros.

Finalmente, nos anexos serão apresentados os desenhos da estrutura e das ligações. Estes serão

devidamente cotados, com as vistas necessárias para a percepção de todos os pormenores. Para isto irá utilizar-se o software de desenho da AUTODESK, AUTOCAD 2017.

2

A MADEIRA E OS DERIVADOS

2.1. A MADEIRA COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO

A madeira é um material produzido biologicamente durante o crescimento da árvore, que se encontra presente no tronco e nos ramos. O Homem tem tirado partido deste material desde os tempos da pré-história, devido à sua disponibilidade, quantidade e versatilidade. Além de ser um material abundante e fácil de trabalhar, também apresenta excelentes propriedades de isolamento térmico e acústico. A árvore é uma estrutura biológica cujo objetivo é resistir à ação do vento, suportar o seu peso e transportar água e nutrientes a todos os seus elementos. Deste modo este material apresenta maior resistência nas direções mais solicitadas, nomeadamente na direção das forças gravíticas, que coincide com a direção das fibras que constituem a madeira. Em contrapartida apresenta menor resistência na direção perpendicular a estas fibras, sendo claramente uma direção menos solicitada. Quanto mais nos aproximamos da base do tronco, maior é a resistência à compressão, visto que, esta zona suporta todo o peso da árvore.

Uma das características da madeira, que a torna um material muito interessante ao nível estrutural, é a relação entre a tensão resistente na direção das fibras e o seu peso volúmico. O peso volúmico corresponde ao rácio da massa do provete pelo volume, para um dado teor em água. Este rácio é bastante elevado, quando comparado com outros materiais de construção. O Quadro 1 apresenta valores médios de densidade e tensão de rotura para diferentes materiais estruturais, e o rácio entre as duas. Para a madeira sem defeitos, a razão entre a tensão de rotura e a densidade é significativamente maior que nos outros materiais.

Quadro 1 - Rácio tensão/densidade de alguns materiais estruturais

Material	Densidade (Kg/m ³)	Tensão de rotura (MPa)	Tensão/Densidade (10 ⁻³ MPa.m ³ /kg)
Aço	7800	400-1000	50-130
Betão (compressão)	2300	30-120	13-50
Madeira de coníferas sem defeitos (tração)	400-600	40-200	100-300
Madeira de coníferas sem defeitos (compressão)	400-600	30-90	70-150

Contudo, este material possui algumas características menos favoráveis, entre elas o facto de ser heterogêneo e anisotrópico, combustível, vulnerável a agentes externos, possuir uma secção que se altera conforme as variações de humidade do meio, ter dimensão limitada e a presença de defeitos. Mais à frente veremos formas de contornar e minimizar os efeitos destas características, que podem reduzir significativamente a capacidade resistente da madeira. Deste modo, os valores de tensão resistente apresentados no Quadro 1, correspondentes a peças de madeira sem defeitos, não são valores de projeto, devendo ser minorados por coeficientes de segurança apropriados. (Thelandersson, 2003).

Neste capítulo vão ser exploradas as propriedades físicas e mecânicas da madeira, bem como os seus defeitos, de forma a compreender o processo de classificação deste material.

2.2. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA

2.2.1. Humidade

A madeira é um material higroscópico, isto é, tende a absorver, ou libertar água até alcançar o equilíbrio com o ambiente onde se encontra.

Esta propriedade é dos fatores mais importantes a ter em conta no estudo da madeira, pois o teor em água tem um impacto bastante significativo na capacidade resistente da madeira, como se pode observar na Figura 1.

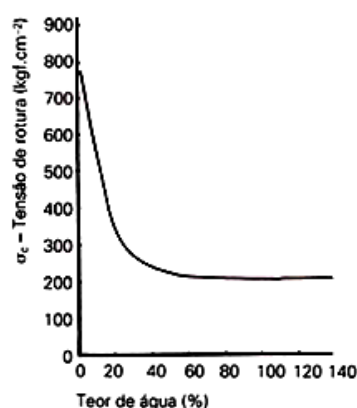


Figura 1 - Variação da resistência à compressão axial com o teor de água de Pinus Sylvestris

Na Figura 1 também é possível perceber que quando a madeira possui um teor em água de cerca de 25-30% a tensão de rotura atinge um valor mínimo. No abate, as madeiras possuem um teor de água de cerca de 50%, tornando essencial o processo de secagem.

Para melhor perceber este processo é preciso entender como a água existe na madeira. A água na madeira está presente em três estados distintos: água de constituição, embebição e livre.

- a) A água de constituição corresponde à parcela de água que faz parte da constituição química da madeira e que não é eliminada na secagem. Quando a água só existe neste estado, a madeira diz-se anidra;

- b) A água de embebição encontra-se impregnada nas paredes das células lenhosas e tem influência nas propriedades mecânicas, por exemplo: quando a água de embebição varia 1%, a resistência à compressão reduz cerca de 5% e a de flexão 2 a 4%;
- c) A água livre acumula-se depois de ultrapassado o teor em água do ponto de saturação das fibras (PSF) e começa a encher os vasos capilares. O PSF acontece quando as paredes das células lenhosas estão completamente saturadas de água de embebição, mas ainda não existe água livre.

Atendendo ao teor de água (h), a madeira classifica-se da seguinte forma (Coutinho, 1999):

- Madeira verde: teor em água acima do ponto de saturação das fibras, isto é, $h > 30\%$
- Madeira comercialmente seca: $h < 20\%$
- Madeira seca ao ar livre: $14\% < h < 18\%$
- Madeira dessecada (secagem artificial): $0\% < h < 14\%$
- Madeira anidra: $h = 0\%$

A Figura 2 exemplifica o estado das células da madeira para os vários níveis de humidade.

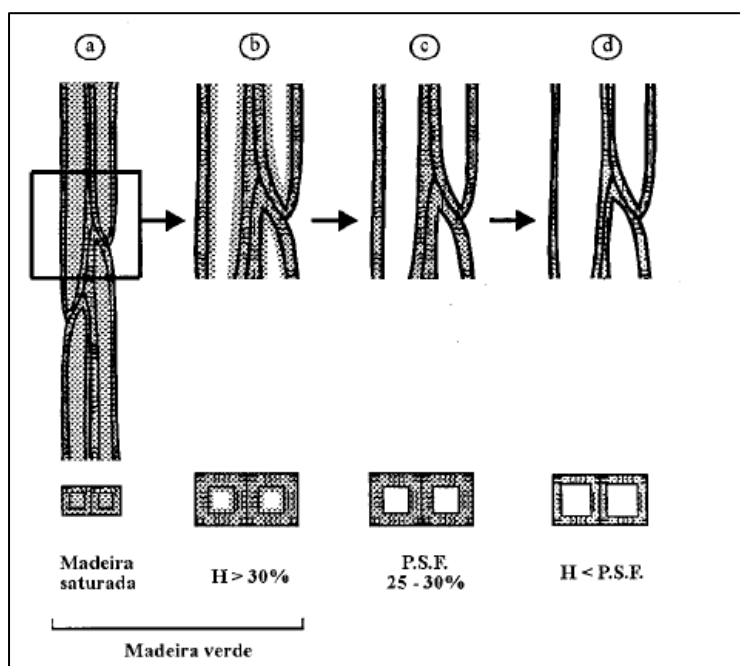


Figura 2 - Fases de secagem da madeira M9 (Coutinho, 1999)

A avaliação do teor de água da madeira pode ser feita experimentalmente seguindo os procedimentos descritos na NP 614:1973. De acordo com a ficha M1 do LNEC quando o teor em água estiver abaixo dos 20% a madeira encontra-se protegida em relação ao ataque de agentes como fungos e bactérias, como é possível observar na Figura 3.

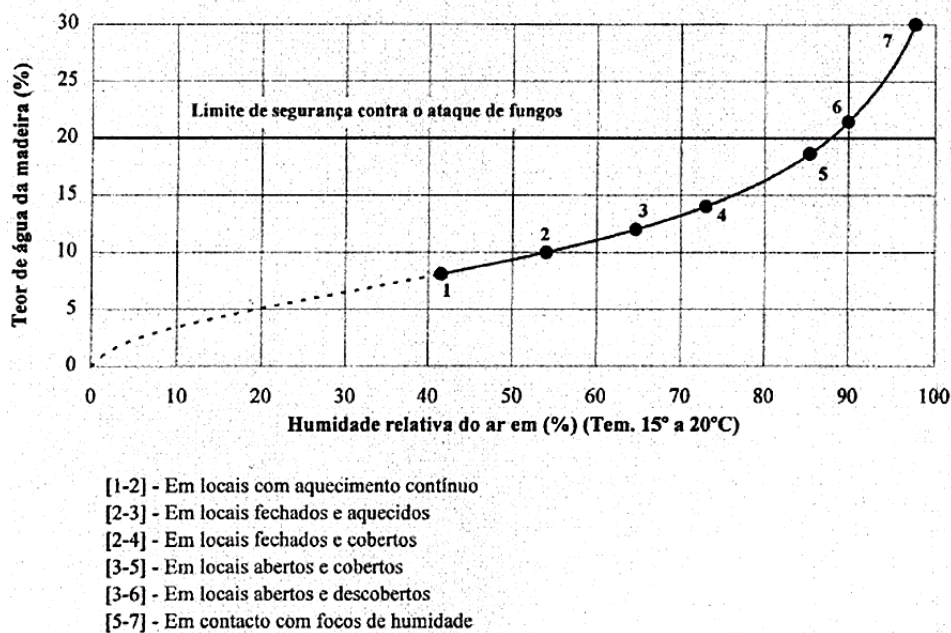


Figura 3 - Representação do limite de segurança contra o ataque de fungos (ficha M1 do LNEC)

2.2.2. DENSIDADE

A massa volúmica é uma das propriedades físicas da madeira que mais influencia o seu comportamento mecânico, como é possível perceber na Figura 4, isto explica o facto de só certas partes do tronco da árvore serem usadas para elementos estruturais (Lenho). Por norma, madeiras mais pesadas são mais resistentes, mas dependendo da espécie e das condições do ambiente isto pode não ser totalmente verdade.

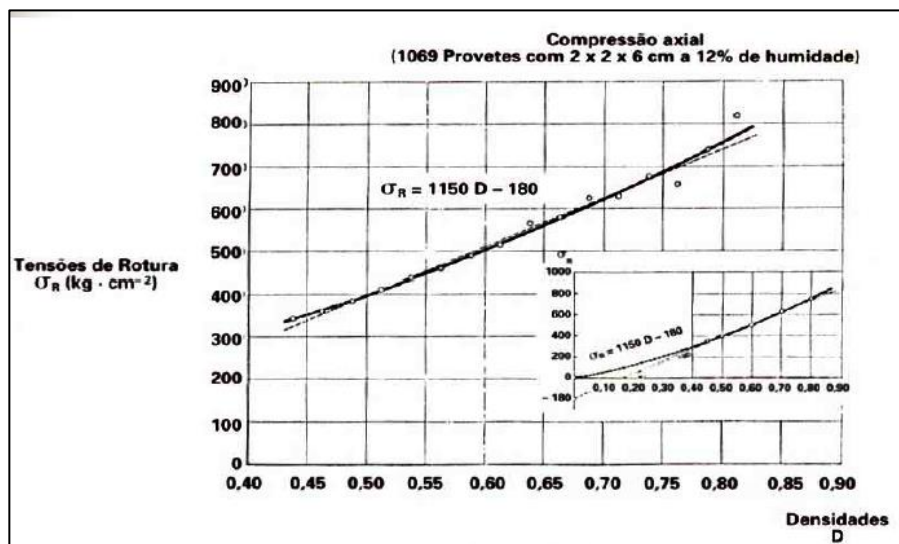


Figura 4 - Representação do impacto da densidade na tensão de rotura na madeira (Carvalho, 1996)

O valor da densidade é muito influenciado pelo teor em água da madeira, como se pode observar na Figura 5, visto que o teor em água da madeira afeta os dois fatores da massa volúmica, o volume, pois mais teor em água leva a um acréscimo volumétrico, e a massa. Para um teor em água de 12 % a massa

volúmica pode variar entre 200 e 1400 kg/m³. É possível estimar o valor da massa volúmica para outros valores de teor em água através do uso do diagrama de Kollman representado na Figura 5.

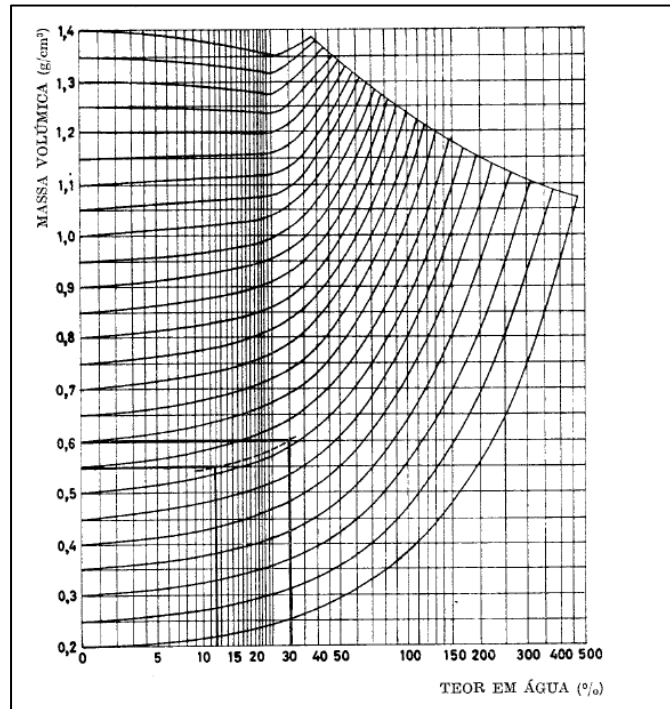


Figura 5 - Diagrama de Kollman (Coutinho, 1999)

2.2.3. RETRAÇÃO

Como referido anteriormente a madeira é um material anisotrópico e heterógeno, logo apresenta valores de retração diferentes na direção axial, radial e tangencial. A direção tangencial é a que apresenta maior variação dimensional, seguida da radial, enquanto a axial apresenta uma variação praticamente nula. Na Figura 6 estão ilustradas as três direções essenciais no estudo da retração da madeira.

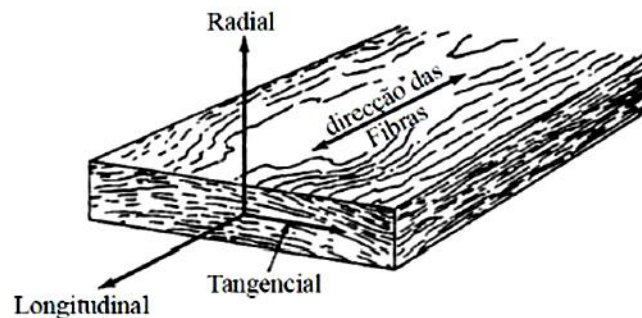


Figura 6 - Direções ou eixos principais a considerar na madeira (Smith, 1990)

A variação dimensional da madeira está diretamente relacionada com a humidade do ambiente na qual está inserida, isto é, se a diferença da humidade da madeira e o ambiente for elevada a madeira vai tender a absorver, ou libertar água. Este fenómeno acontece para variações de humidade entre 0% (estado anidro) e os 30% (PSF). A absorção ou libertação de água vai provocar aumento ou diminuição de volume, respetivamente. É de salientar o facto de estas variações de volume não serem iguais em todas

as direções, como é observado na Figura 7. Estas variações volumétricas anisotrópicas causam tensões internas nas madeiras, provocando defeitos como empenos e fendas, que por sua vez afetam as propriedades mecânicas.

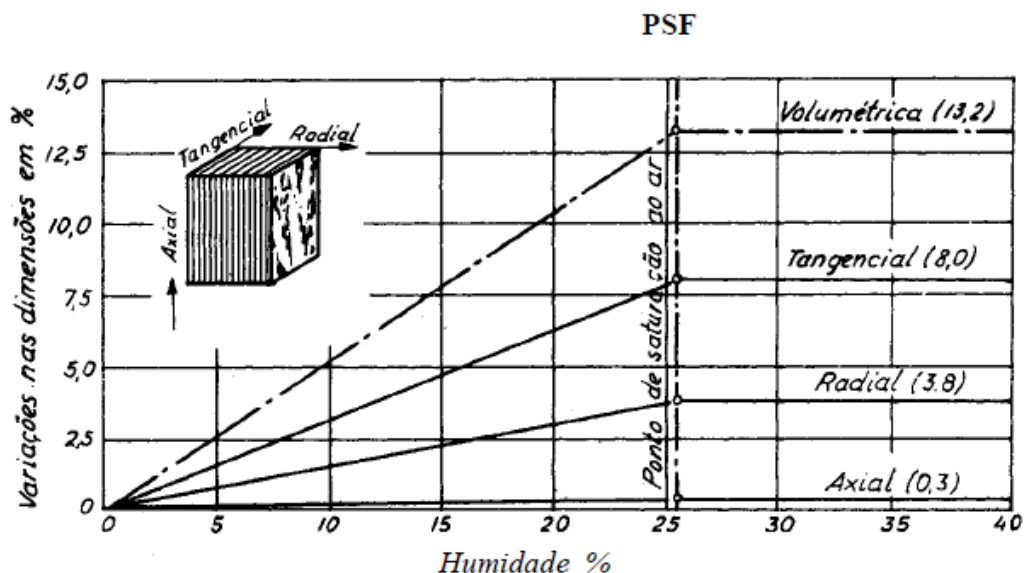


Figura 7 - Exemplo de curvas de retração (Joana Coutinho, 1999)

2.2.4. RESISTÊNCIA AO FOGO

A madeira é um material que apresenta um mau desempenho em relação à reação ao fogo, dado que é combustível propicia o desenvolvimento inicial de um incêndio, mas este facto não impede de ter uma boa resistência ao fogo. A resistência ao fogo está relacionada com o tempo durante o qual a estrutura resiste à ação do fogo sem colapsar. Neste aspeto, a estrutura em madeira tem um comportamento superior às de betão armado e metálicas, como é possível observar na Figura 8, onde as vigas metálicas perderam completamente a sua capacidade resistente enquanto a viga de madeira, embora carbonizada, ainda não colapsou.



Figura 8 - Diferença do comportamento ao fogo da madeira e do aço

No caso de um incêndio, a madeira começa por secar, e quando a temperatura atinge os 280°C começa a carbonizar, formando carvão, como é mostrada na Figura 9, e este é um excelente isolante térmico (aproximadamente 3 vezes melhor que a madeira), retardando a subida da temperatura. Este fenómeno pode nalgumas situações conduzir à extinção do fogo. Assim sendo, o mau comportamento das estruturas em madeira em relação ao fogo é um falso problema, visto que em Portugal estas cumprem os regulamentos sem qualquer tipo de tratamento mais facilmente que as suas competidoras. (Helena Cruz, 2012)

Mais à frente vai ser estudada a abordagem do Eurocódigo 5 parte 1-2 em relação a esta questão.

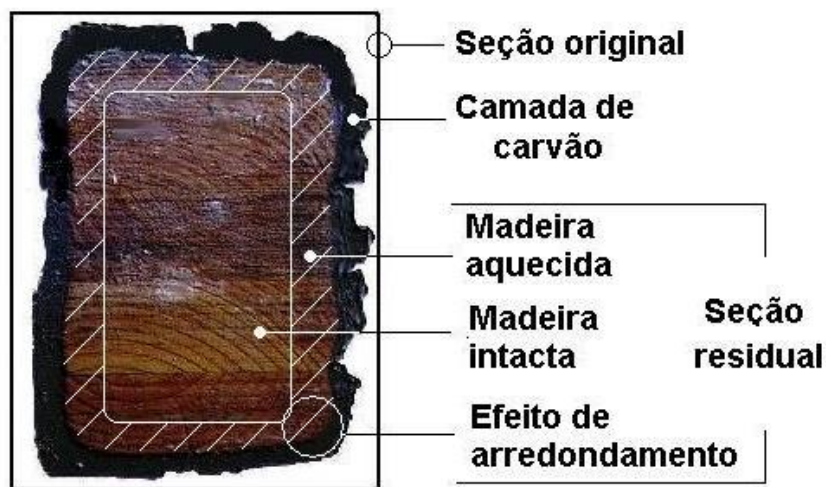


Figura 9 - Secção de madeira carbonizada

2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA MACIÇA

Para dimensionar qualquer estrutura é essencial ter conhecimento do comportamento mecânico do material a usar, de forma a conseguir usá-lo da forma mais eficaz e segura possível, quer em termos de estabilidade, ou de durabilidade. O mencionado anteriormente ainda é mais importante no caso da madeira, em comparação com outros materiais, devido à sua heterogeneidade e anisotropia.

A Figura 10 mostra o tipo de esforços e a direção para a qual a madeira tem um bom ou mau comportamento.

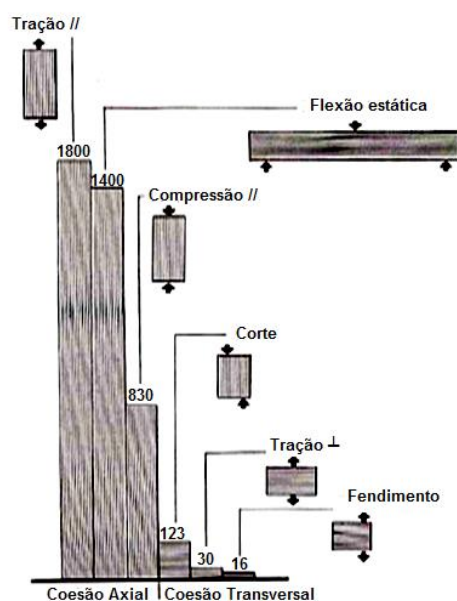


Figura 10 - Diagrama de valores de resistência global da madeira, em função do esforço instalado (Carvalho, 1996)

Posto isto, neste trabalho vão ser analisadas as seguintes propriedades:

- Resistência à tração paralelas as fibras;
- Resistência à compressão paralela as fibras;
- Resistência flexão estática;
- Resistência tração perpendicular as fibras;
- Resistência corte ou escorregamento.

2.3.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARALELA ÀS FIBRAS

A resistência à tração axial é uma das melhores propriedades da madeira, atingindo valores bastante elevados (tensão de rotura de cerca de 80MPa de forma frágil, numa peça sem defeitos). Na Figura 11 podemos observar que o comportamento nesta direção é praticamente linear e o seu modo de rotura é frágil.

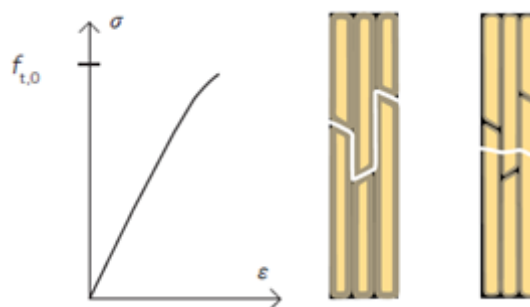


Figura 11 - Comportamento da madeira à tração axial e o modo de rotura (Borgström, 2016)

Este comportamento é justificado devido ao desempenho da madeira perante esta solicitação. As fibras ao serem esticadas aproximam-se aumentando a coesão e a aderência da madeira.

Relativamente à compressão paralela às fibras, o comportamento da madeira é consideravelmente diferente; a sua resistência é cerca de 40% inferior à de tração (16 a 34MPa) e, contrariamente ao caso anterior, possui uma rotura dúctil, como mostrado na Figura 12.

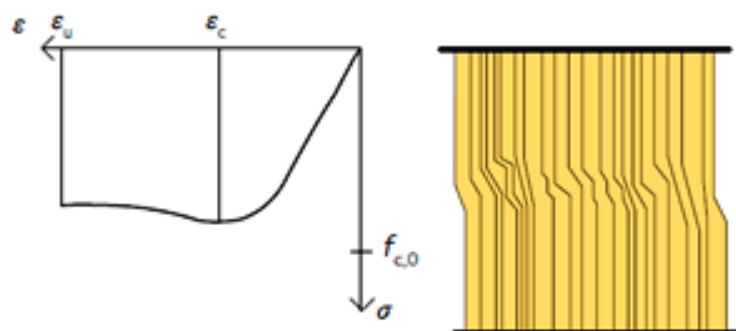


Figura 12 - Comportamento da madeira à compressão paralela às fibras

A resistência a esta solicitação depende de fatores como:

- teor em água: o máximo da resistência à compressão atinge-se no estado anidro, e o mínimo quando o teor em água é maior que 30% (ultrapassa o PSF)
- massa volúmica: mais massa volúmica implica, normalmente, maior resistência à compressão axial
- defeitos: pouco influência (os nós até podem ajudar)

2.3.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS

A resistência á compressão, quando a solicitação é perpendicular às fibras, pode ser traduzida por esmagamento. Esta resistência depende da massa volúmica

O valor de rotura por compressão perpendicular às fibras é consideravelmente inferior ao da direção paralela às fibras (cerca de 25%).

Relativamente à tração, a madeira apresenta um comportamento deficiente a este tipo de ações, tendo valores de resistência muito reduzidos. Devido à sua própria anatomia, estes tipos de esforços são

absorvidos pela aderência entre fibras que é uma espécie de adesivo natural. Em projeto, estes tipos de esforços não podem existir.

2.3.3. RESISTÊNCIA À FLEXÃO PARALELA ÀS FIBRAS

Um dos fatores que torna a madeira um bom material estrutural é o seu bom comportamento à flexão, possuindo valores de resistência bastante elevados, próximos dos de tração: cerca de 140MPa em peças perfeitas. Este valor depende do teor em água, massa volúmica e defeitos. A Figura 13 apresenta um diagrama força/deformação que auxilia a compreensão do comportamento à flexão simples da madeira.

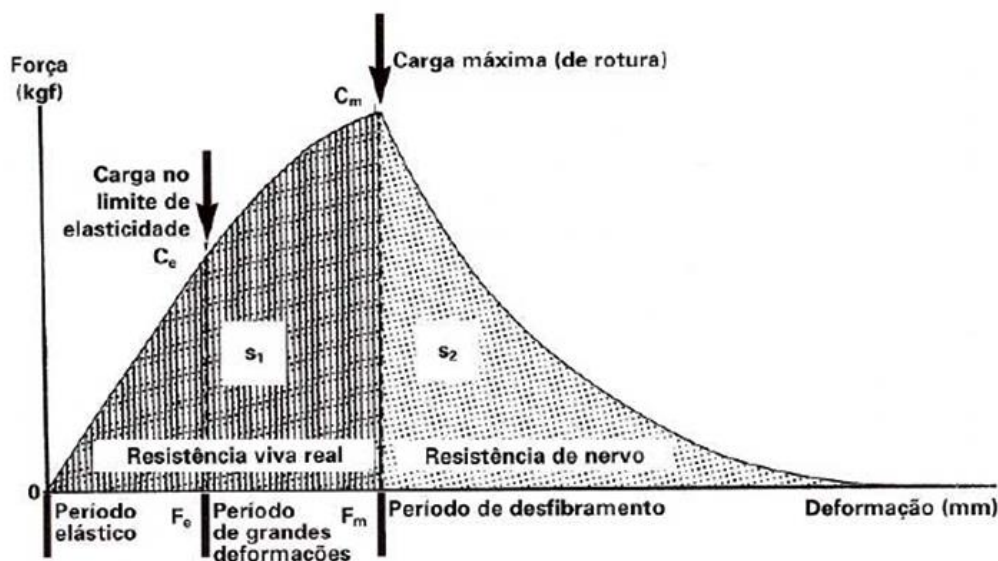


Figura 13 - Diagrama força/deformação em ensaio de flexão estática (Carvalho, 1996)

2.3.4. CORTE

Os esforços de corte por norma estão associados à flexão, então, quando existe um carregamento no elemento que provoca momentos fletores, também vão existir esforços de corte ortogonais ao eixo da peça, e para se conseguir o equilíbrio, vão-se desenvolver esforços de corte paralelos ao eixo longitudinal. A resistência ao corte pode ser caracterizada pela ação de dois tipos de tensões:

- Tensões de corte tangenciais normais à direção das fibras;
- Tensões de corte tangenciais paralelas à direção das fibras.

A resistência ao corte da madeira é maior no plano paralelo às fibras, e possui valores entre 5 e 8MPa, já nas outras direções é cerca de 3 a 4 MPa. (Borgström, 2016)

Em qualquer posição ao longo da viga a tensão de corte é nula nas extremidades da secção, e máxima na posição do eixo neutro. Para uma secção retangular de largura b e altura h , a tensão de corte máxima para um dado esforço de corte V calcula-se da seguinte forma:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} \quad (1)$$

2.4. OS DEFEITOS DA MADEIRA

A madeira apresenta alguns defeitos que afetam o seu comportamento físico-mecânico, alguns de origem

natural e outros que se desenvolvem quando o processo de secagem. Em seguida vão ser mostrados e explicados a origem dos defeitos mais comuns. (Porteous, 2007)

Nós (Figura 14): são dos defeitos mais comuns e resultam do crescimento dos ramos a partir do tronco da árvore. A presença destes defeitos tem um impacto negativo em praticamente todas as propriedades mecânicas da madeira, visto que causam uma separação das fibras.

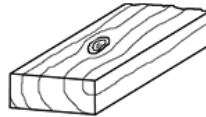


Figura 14 - Nós da madeira (Porteous, 2007)

Gretas (Figura 15): separação dos anéis anuais de crescimentos.

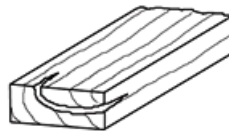


Figura 15 - Gretas (Porteous, 2007)

Descaio (Figura 16): arredondamento nas extremidades dos elementos que leva a uma redução da secção transversal.

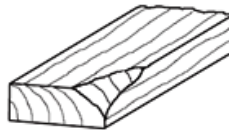


Figura 16 - Descaio (Porteous, 2007)

Desvio do fio (Figura 17): as fibras desenvolvem-se numa direção diferente.



Figura 17 - Desvio do fio da madeira (Porteous, 2007)

Outros possíveis defeitos ocorrem devido a um deficiente processo de secagem (Figura 18), ou devido à deterioração da madeira provocado por outros agentes externos.



Figura 18 - Defeitos provocados por um processo de secagem deficiente, ou devido a agentes externos (Porteous, 2007)

2.5. A CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA

O estudo das propriedades mecânicas da madeira não é um processo simples, pois é muito raro haver controlo de qualidade durante o crescimento da árvore. Estas propriedades são função de vários parâmetros como a: espécie, densidade, forma da seção, altura da árvore e presença de defeitos. Para se conseguir um sistema de classificação, divide-se as madeiras em classes de resistência e classes de qualidade. Deste modo, as capacidades resistentes da madeira podem ser definida através da espécie e da classe de qualidade, ou pela resistência mecânica pretendida, onde se torna necessário especificar a classe de resistência.

Para uma melhor interpretação do anteriormente referido, transcreve-se a definição de classe de resistência e classe de qualidade conforme a ficha M1 do LNEC.

Classes de Resistência – “conjunto de classes de qualidade, decorrentes de sistemas de classificação (visual ou mecânica) de madeira para estruturas, representado para fins de dimensionamento pelas mesmas propriedades físicas e mecânicas.” (LNEC M1, 1997). O Quadro 2 apresenta as várias classes de resistência de madeiras resinosas e folhosas, bem como as suas capacidades resistentes (valores característicos).

Quadro 2 - Exemplos de Classe de Resistência (EN 338)

Propriedades	Classes de Resistência					
	(Resinosas)				(Folhosas)	
	C16	C18	C24	C30	D40	D60
(Valores característicos)						
Flexão estática	16	18	24	30	40	60
Tracção paralela às fibras	10	11	14	18	24	36
Tracção perpendicular às fibras	0,3	0,3	0,4	0,4	0,6	0,7
Compressão paralela às fibras	17	18	21	23	26	32
Compressão perpendicular às fibras	4,6	4,8	5,3	5,7	8,8	10,5
Corte	1,8	2,0	2,5	3,0	3,8	5,3
Módulo de elasticidade						
Paralelo às fibras						
(Valor médio)	8	9	11	12	11	17
(Valor característico)	5,4	6,0	7,4	8,0	9,4	14,3
Perpendicular às fibras (Valor médio)	0,27	0,30	0,37	0,40	0,75	1,13
Módulo de distorção (Valor característico)	0,50	0,56	0,69	0,75	0,70	1,06
Massa volúmica						
(Valor médio)	370	380	420	460	700	840
(Valor característico)	310	320	350	380	590	700

Classe de Qualidade – “madeira de uma dada espécie, ou de determinado grupo de espécies consideradas equivalentes em termos de comportamento mecânico, classificada numa dada qualidade segundo regras de limitação de defeitos. A norma de classificação deve obedecer ao disposto na EN518 (classificação visual) ou na EN 519 (classificação mecânica)”. (LNEC M1, 1997) No Quadro 3 apresentam-se as classes de qualidade e resistência para as madeiras mais utilizadas em Portugal

Quadro 3 - Classe de Qualidade/ Classe de Resistência para algumas madeiras correntemente utilizadas em estruturas (EN 1912)

Madeira	Classe de Qualidade (norma)	Classe de Resistência
Pinho bravo (<i>Pinus pinaster</i> Ait.)	E (NP 4305)	C18*
Casquinha (<i>Pinus silvestris</i> L.)	SS (BS 4978)	C24
	GS (BS 4978)	C16
Espruce (<i>Picea abies</i> Karst.)	S13 (DIN 4074)	C30
	S10 (DIN 4074)	C24
	S7 (DIN 4074)	C16
Câmbala (<i>Milicia excelsa</i> A. Chev. ou <i>M. regia</i> A. Chev.)	HS (BS 5756)	D40
* Para a classe E do Pinho bravo, recomenda-se a adopção dos valores indicados na Ficha LNEC M2: "Pinho bravo para estruturas"		

A abordagem mais recente consiste em classificar a madeira medindo a resistência em peças com dimensões estruturais com defeitos, não sendo assim necessário o uso de fatores de correção para compensar os efeitos dos defeitos. A desvantagem deste método é que os ensaios exigem não só maior quantidade de madeira como também equipamento de ensaio muito mais sofisticado.

Na abordagem antiga, utilizada até 1975, eram ensaiados pequenos provetes (20x20x20 mm) sem qualquer tipo de defeitos, donde resultava uma caracterização mecânica muito superior à atual, mas não realista e por isso sujeita a fatores redutores corretivos.

As normas aplicáveis para o processo de classificação da madeira são as seguintes:

- EN 338:1995 – Structural Timber-Strength classes (BSI);
- EN 518:1995 – Structural Timber-Grading Requirements for visual strength grading standard (BSI);
- EN 519:1995 – Structural timber Grading-Requirements for machine strength graded timber and grading machines (BSI);
- EN 1912:1995 – Structural Timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species (BSI).
- NP 4305:1995 – Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual. (IPQ)

2.6. OS DERIVADOS DA MADEIRA

A madeira maciça/ serrada tem uma desvantagem muito limitante em termos estruturais, que é o facto de as árvores terem altura limitada. Por norma, a madeira maciça para uso estrutural não possui mais de 6m de comprimento e 250mm de lado. Para se atingir dimensões maiores é necessário usar os derivados da madeira (EWP- Engineered Wood Products). Estes produtos são constituídos por lamelas etc., coladas por um adesivo.

Durante o século XX surgiram vários produtos derivados da madeira em forma de vigas, ou painéis. A Figura 19 mostra de forma cronológica a evolução da tecnologia dos EWP.

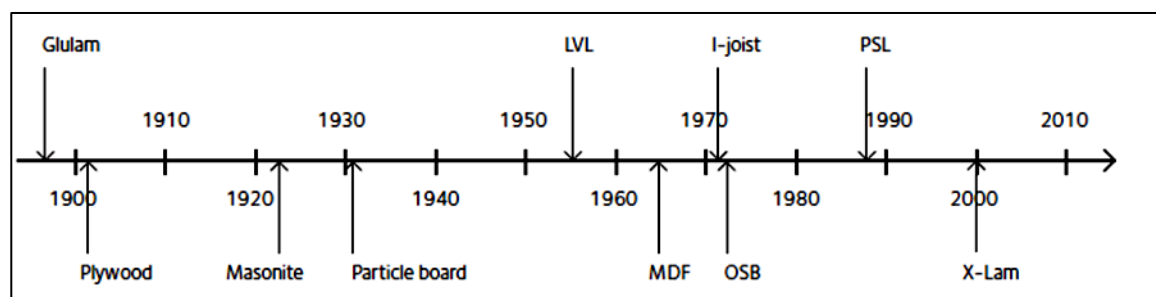


Figura 19 - Cronograma da invenção dos produtos derivados da madeira (Borgström, 2016)

2.6.1. MADEIRA LAMELADA COLADA

A madeira lamelada colada ou “glulam” consiste na colagem de várias lamelas de madeira maciça (espessura das lamelas 2 a 5cm, com comprimento de 2 a 5m), e daí o seu nome. A colagem é feita de forma ao fio das várias camadas ficar paralelo. Ligadas longitudinalmente por juntas dentadas (“finger-joints”), ilustrada na Figura 20. Estas juntas transformam esforços de tração da cola em esforços de aderência e corte.

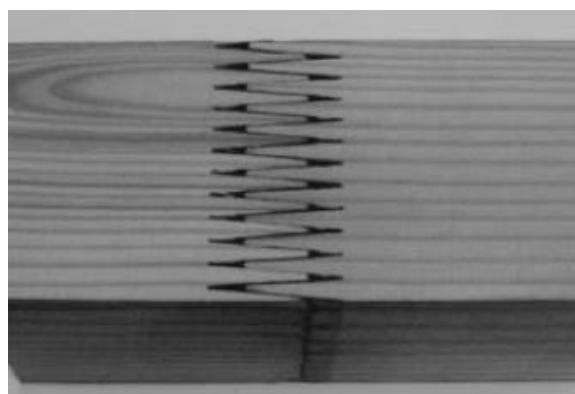


Figura 20 - Finger-joint

Em termos de resistência, estes produtos possuem características muito semelhantes à madeira maciça. A diferença consiste na variabilidade destes valores, como é perceptível na Figura 21, visto que, a madeira lamelada permite reduzir significativamente a importância dos defeitos das peças de madeira obter um produto mais homogêneo e fiável (Faria, 2009). Isto leva a que os coeficientes de segurança a ser usados

na madeira maciça sejam superiores ao da madeira lamelada, o que vai reduzir significativamente os valores de cálculo.

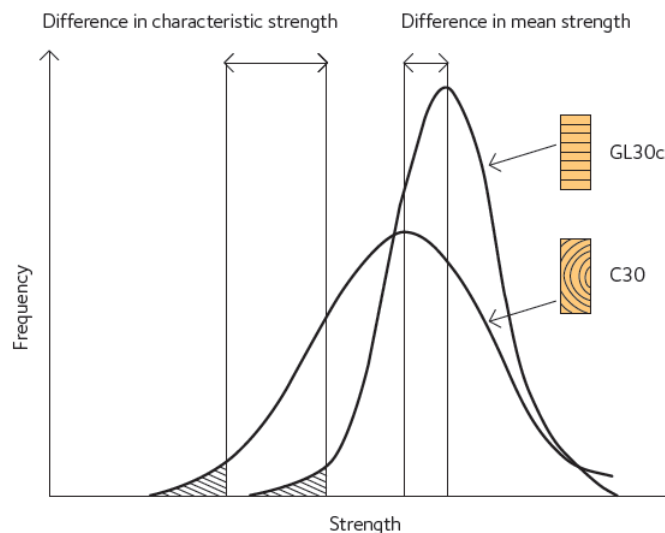


Figura 21 – Função distribuição para a resistência à flexão da madeira maciça e da madeira lamelada (Borgström, 2016)

Logo, por norma, construções em madeira lamelada vão permitir o uso de vãos consideravelmente superiores quando comparados com a madeira maciça, o que acrescenta maior versatilidade ao *design* estrutural. Também é de referir que possui melhor resistência ao fogo que a madeira maciça, facto justificado pela presença das colas que atrasam o processo de carbonização da madeira. (Kuklík, 2008)

Em termos de desvantagens, refere-se a possibilidade, embora rara, de poderem ocorrer descolagens, e o aparecimento de fendas após secagem das lamelas. A sua utilização é muito variada, podendo ser usada em estruturas de cobertura, pavimentos, passagens pedonais... A Figura 22 apresenta os dois tipos de Glulam: o combinado e o homogéneo. O combinado possui madeira mais resistente nos extremos e material mais fraco no interior e o homogéneo material mais resistente em toda a secção.

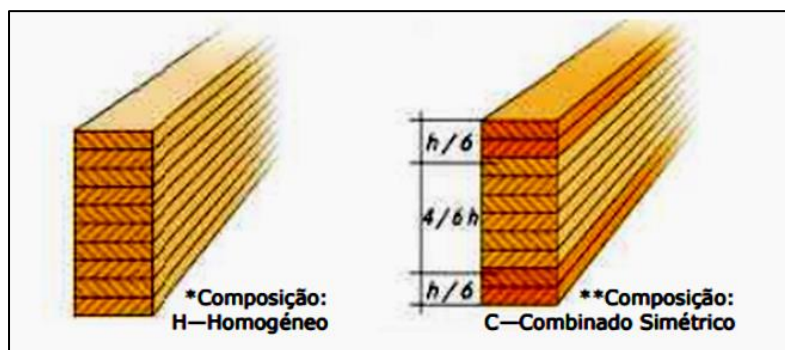


Figura 22 - Glulam homogéneo e combinado

O fabrico da madeira lamelada envolve cinco etapas principais: secagem das lamelas, colagem das lamelas sob pressão, ligações de topo (“Finger-joint”), colagem das lamelas sob pressão, preparação da forma das peças, aplicação de tratamentos de preservação e de acabamentos, tal como apresentado na Figura 23.

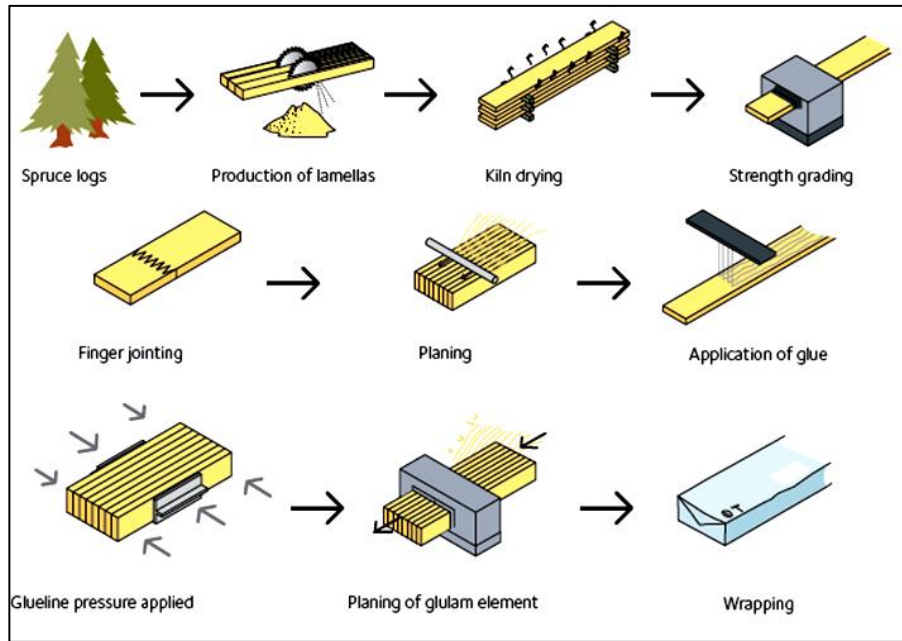


Figura 23 - O processo de fabrico da madeira lamelada colada (Porteous, 2007)

No Quadro 4 são apresentados os valores de cálculo do Glulam homogéneo e o combinado, onde se observa que para a mesma classe de resistência os resultados são muito semelhantes.

Quadro 4 - Caracterização mecânica de Glulam Homogéneo e Combinado (Porteous, 2007)

Glulam strength class	Homogeneous glulam			Combined glulam		
	GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 24c	GL 28c	GL 32c
Bending strength						
$f_{m,g,k}$ (N/mm ²)	24	28	32	24	28	32
Tension strength						
$f_{t,0,g,k}$ (N/mm ²)	16.5	19.5	22.5	14	16.5	19.5
$f_{t,90,g,k}$ (N/mm ²)	0.4	0.45	0.5	0.35	0.4	0.45
Compression strength						
$f_{c,0,g,k}$ (N/mm ²)	24	26.5	29	21	24	26.5
$f_{c,90,g,k}$ (N/mm ²)	2.7	3.0	3.3	2.4	2.7	3.0
Shear strength						
$f_{v,g,k}$ (N/mm ²)	2.7	3.2	3.8	2.2	2.7	3.2
Modulus of elasticity						
$E_{0,g,mean}$ (kN/mm ²)	11.6	12.6	13.7	11.6	12.6	13.7
$E_{0,g,05}$ (kN/mm ²)	9.4	10.2	11.1	9.4	10.2	11.1
$E_{90,g,mean}$ (kN/mm ²)	0.39	0.42	0.46	0.32	0.39	0.42
Shear modulus						
$G_{g,mean}$ (kN/mm ²)	0.72	0.78	0.85	0.59	0.72	0.78
Density $\rho_{g,k}$ (kg/m³)	380	410	430	350	380	410

As normas aplicáveis para a utilização deste produto são as seguintes:

- Eurocódigo 5;
- Regulamento de Segurança e Ações;
- UNE EN 1194;
- EN386.

2.6.2. MADEIRA MICRO LAMELADA COLADA (LVL)

Consiste num produto estrutural tipo painel com uma espessura de cerca de 9 a 12cm e secção máxima 3000 x 24000 mm. É constituído por folhas de madeira coladas entre si com espessura de 3 a 4mm obtidas por desenrolamento dos troncos. Normalmente as folhas são colocadas de forma a que o fio da madeira esteja na direção longitudinal do painel, tal como exemplificado na Figura 24, mas em alguns elementos, nomeadamente em lajes de piso, as folhas são colocadas na perpendicular. Este método aumenta a rigidez no painel nesta direção.

O EC5 permite a utilização deste produto, embora não existam ainda normas que definam os valores de cálculo de forma objetiva. O processo de colagem das folhas cria um elemento estrutural de alta confiabilidade e pouca variabilidade devido à eliminação e distribuição dos defeitos da madeira, muito à semelhança do Glulam. Por norma, o LVL possui grande resistência à tração, compressão, flexão e corte, e um módulo de elasticidade alto.

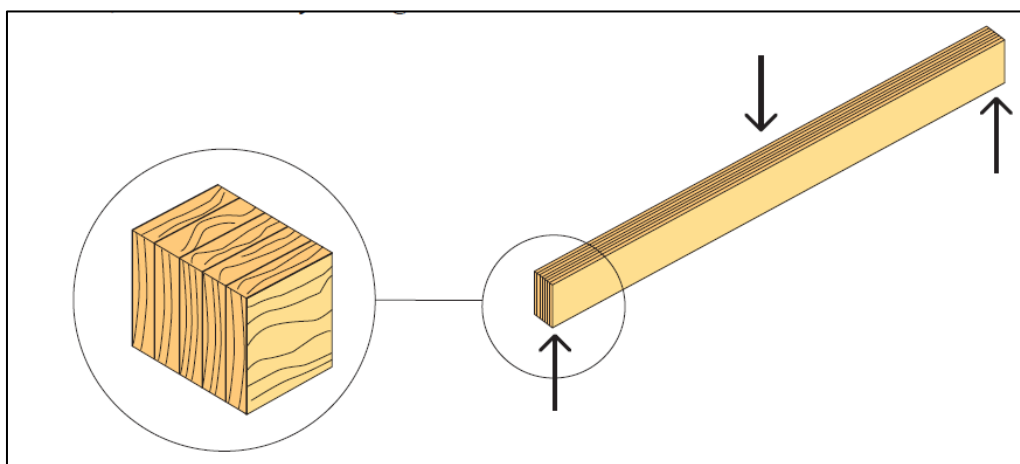


Figura 24 - LVL (Borgström, 2016)

2.6.3. AGLOMERADOS DE PARTÍCULAS DE MADEIRA LONGAS E ORIENTADAS (“ORIENTED STRAND BOARD”)

Dentro da gama de painéis para uso estrutural, os mais populares são os painéis OSB, apresentados na Figura 25. Estes painéis são constituídos por lascas finas de madeira (0,8 x 13 x 100mm) cortadas de troncos de diâmetro reduzido.

Por norma as placas são constituídas por três camadas, sendo que nas duas camadas exteriores as lascas estão orientadas na direção longitudinal do painel, enquanto na camada interna as lascas possuem uma

orientação aleatória.

Este produto está disponível em vários tamanhos, sendo as dimensões mais comuns destas placas de 1200 x 2400mm², com uma espessura variável entre 6 a 25mm, sendo utilizada no revestimento de paredes e piso. O OSB também pode ser produzido em painéis maiores de uso estrutural, muito à semelhança do X-Lam, podendo atingir 3000mm de comprimento com uma espessura que pode variar entre 25 a 75 mm.



Figura 25 - OSB e uma parede exterior resistente de OSB (Kuklík, 2008)

2.6.4. CONTRAPLACADO

O contraplacado foi dos primeiros derivados da madeira a serem produzidos, e resulta da colagem de várias folhas de madeira, como ilustrado na Figura 26. As folhas são obtidas através do desenrolamento dos troncos, que depois serão sobrepostas e dispostas com o fio cruzado, de modo a reduzir o máximo possível o comportamento anisotrópico da madeira. As dimensões mais comuns para este produto para usos estruturais são 1200 x 2400mm ou 1220 x 2440mm. Por norma os contraplacados têm entre 3 e 11 camadas, sempre com um número ímpar de camadas, garantindo a simetria da placa geralmente. As camadas exteriores estão dispostas de forma a que a direção das fibras seja a direção longitudinal do painel.

Este material também é designado como “marítimo” quando os adesivos usados são resistentes à humidade e as faces têm um revestimento apropriado. Este produto pode ser classificado em função da sua durabilidade ou em função da suas propriedades mecânicas.



Figura 26 - Contraplacado de 9 camadas (Kuklík, 2008)

2.6.5. VIGAS EM I

As vigas em I, apresentadas na Figura 27, são formadas por banzos de madeira maciça, ou LVL e uma alma de OSB, ou contraplacado. Este formato na forma de um “I” torna este material muito interessante para vencer vãos, à imagem dos perfis metálicos IPE. Por norma, os banzos são concebidos para absorver os esforços de flexão e a alma os esforços de corte, à semelhança de um perfil IPE.

Consistem em elementos leves de fácil transporte e colocação, possuindo melhor capacidade resistente que a madeira maciça. No entanto, são elementos sensíveis ao corte e encurvadura, e são instáveis perante o bambeamento. A utilização destes elementos deve seguir as regras impostas pelo EC 5.

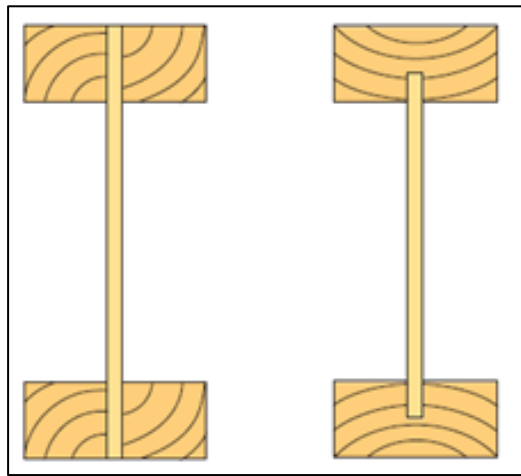


Figura 27 - Vigas I (Borgström, 2016)

3

LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS EM MADEIRA

3.1. INTRODUÇÃO

A capacidade resistente e a deformabilidade de uma estrutura de madeira dependem das ligações estabelecidas entre os vários elementos que a constituem; a escolha destas ligações constitui por isso uma fase importante do dimensionamento da estrutura. As ligações podem ser por entalhe, coladas ou utilizar peças de madeira, ou de outros materiais (normalmente ligadores metálicos) como auxiliares na ligação dos elementos. Este capítulo dedica-se à análise das ligações entalhadas e das ligações que fazem uso de ligadores metálicos, por serem as mais usadas ao nível estrutural.

Neste capítulo vai-se também analisar a abordagem do Eurocódigo 5 em relação às ligações, bem como requisitos e cuidados a ter no seu dimensionamento.

3.2. LIGAÇÕES ENTALHADAS

Nas estruturas antigas de madeira as ligações entre elementos eram executadas recorrendo a entalhes. Isto tornava a execução da estrutura mais lenta e laboriosa, mas em contrapartida o resultado era uma obra de arte, tanto ao nível estrutural como arquitetónico (Branco, 2013) .

Neste tipo de ligações os esforços são transmitidos entre os elementos através dos entalhes, equilibrando os esforços axiais por atrito, por compressão e corte. Na Figura 28 apresentam-se as ligações tradicionais mais comuns.

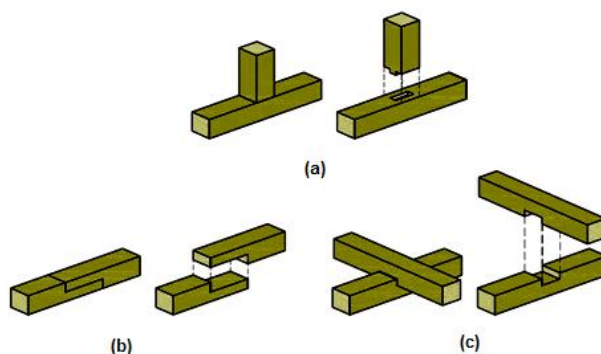


Figura 28 - (a) Encontro vertical, (b) longitudinal e (c) cruzado

A título de exemplo, a intersecção entre a perna e linha de uma asna de cobertura em madeira é

normalmente realizada através de ligações entalhadas, como se mostra na Figura 29. Para complementar estas ligações é usual a utilização de ligadores metálicos, como parafusos, esquadros, braçadeiras ou varões, para reforçar, ou estabilizar a ligação, principalmente quando existe a possibilidade de inversão dos esforços. (Faria, 2009)

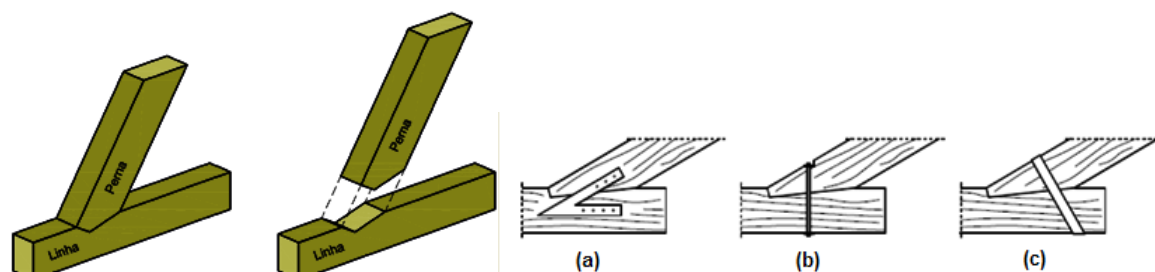


Figura 29 - Pormenor da ligação Perna-Linha e soluções de reforço: a) esquadro, b) varão, c) braçadeira (Branco 2006)

3.3. LIGADORES METÁLICOS

3.3.1. GENERALIDADES

Os ligadores metálicos dividem-se em dois grupos: ligadores do tipo cavilha e ligadores planos. Estes ligadores transferem esforços de flexão e corte para a madeira sob a forma de compressão, provocando esmagamento das fibras, situação que por norma condiciona o dimensionamento.

Para tornar a escolha do ligador um processo mais eficiente, alguns produtores disponibilizam *softwares* de pesquisa com opções de cálculo (e.g. o *MyProject* da *Rothoblaas* e o *Connector Selector* da *Simpson Strong-Tie*). A escolha do tipo de ligador a usar vai depender de vários fatores que vão ser explorados mais à frente neste capítulo.

3.3.2. LIGADORES TIPO CAVILHA

O termo cavilha inclui pregos, parafusos de porca e auto-roscantes e cavilhas, apresentados na Figura 30. Este tipo de ligadores transferem o esforço de corte proveniente de um membro estrutural por meio de elementos metálicos com a forma de uma cavilha, submetidos a esforços de flexão e de corte, para a madeira na forma de tensões de esmagamento. Este tipo de transferência é denominado por “efeito cavilha” ou “*dowel action*”. Os ligadores do tipo cavilha devem obedecer aos requisitos da norma EN 14592 Timber structures-dowel-type fasteners requirements.

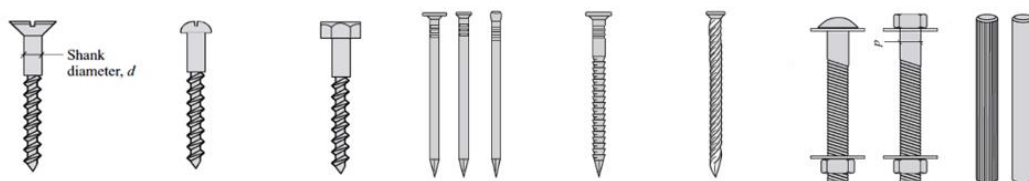


Figura 30 - Ligadores tipo cavilha: parafusos, pregos e cavilhas.

3.3.3. LIGADORES PLANOS

Os ligadores planos mais comuns são os anéis e as placas denteadas, exemplificados nas Figuras 31 e 32. No entanto, existem outros tipos de ligadores nesta categoria, como suportes, estribos e ligadores ocultos, e que podem ser consultados em catálogos de produtores.

Estes aparelhos ficam parcialmente, ou totalmente embutidos nos elementos de madeira através de ligações aparafusadas que garantem a solidarização das partes. Neste tipo de ligações, grande percentagem da carga é transferida do ligador para a madeira por esmagamento da superfície do elemento. Posto isto, ao aumentar a área de contacto do ligador, pode-se aumentar substancialmente a capacidade resistente do sistema. Geralmente, os parafusos do ligador plano garantem a estabilidade da ligação e não contribuem para a absorção de cargas, mas em alguns tipos destes ligadores os parafusos podem ter função resistente.

Os ligadores planos devem obedecer à EN 14592, ou à EN 912 e ao Eurocódigo 5.

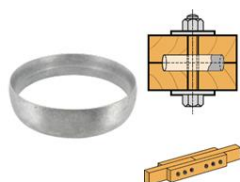


Figura 31 - Anel

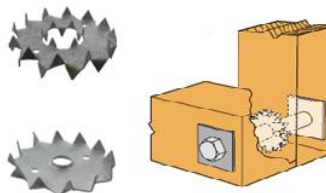


Figura 32 - Placa denteada

3.4. TEORIAS DAS LIGAÇÕES EM MADEIRA

3.4.1. INTRODUÇÃO

A determinação da capacidade resistente e da deformação de uma ligação tipo cavilha é um processo bastante complexo por depender de vários fatores (Mendes, 1994), como:

- Densidade específica dos elementos de madeira;
- Ângulo da direção do fio dos elementos de madeira com a direção do esforço atuante;
- Humidade dos elementos de madeira, antes e depois de entrar em serviço;
- Geometria do ligador e dos elementos de madeira;
- Quantidade e disposição dos ligadores;
- Tipo de carga (duração, intensidade).

A procura de modelos de cálculo que possibilitassem traduzir este fenómeno, constituiu motivo para que diversos autores desenvolvessem esforços nesse sentido. A abordagem do Eurocódigo 5 é baseada na teoria de Johansen, logo neste trabalho apenas se irá analisar esta abordagem. A teoria de Johansen fixa que a capacidade resistente de um ligador metálico do tipo cavilha sujeito a uma força de corte é constituída por duas parcelas, onde a primeira deve-se à resistência à flexão do ligador e à resistência ao esmagamento da madeira e a segunda consiste na resistência à tração do ligador metálico e o atrito entre as superfícies da madeira, sendo que este efeito não é considerado no Eurocódigo 5.

Segundo Johansen, para avaliar a resistência de uma ligação devem ser considerados todos os possíveis cenários que colocarão em risco a segurança da ligação. O menor dos valores que ativa um mecanismo de rotura da ligação é o que é em consideração na avaliação da resistência do sistema.

Através de ensaios, Johansen verificou que a rotura da ligação se dava segundo 3 modos diferentes:

- Modo de rotura 1 – ocorre apenas o esmagamento da madeira;
- Modo de rotura 2 – ocorre esmagamento da madeira e a formação de uma rótula plástica por cada plano de corte;
- Modo de rotura 3 – formação de duas rótulas plásticas por cada plano de corte.

Estas considerações são aplicáveis a ligações madeira-madeira, madeira-derivados de madeira e madeira-aço, no pressuposto de os diversos materiais apresentarem um comportamento rígido plástico.

Os fatores que influenciam o modo de rotura são: o tipo de ligação, isto é, se a ligação é entre dois elementos (corte simples) ou três elementos (corte duplo), as espessuras dos elementos e a rigidez do ligador. Deste modo, foi desenvolvido analiticamente cada modo de rotura através de equilíbrio de esforços. Os diversos modos de rotura considerados são apresentados na Figura 33, em que o número de cada modo corresponde à numeração indicada anteriormente.

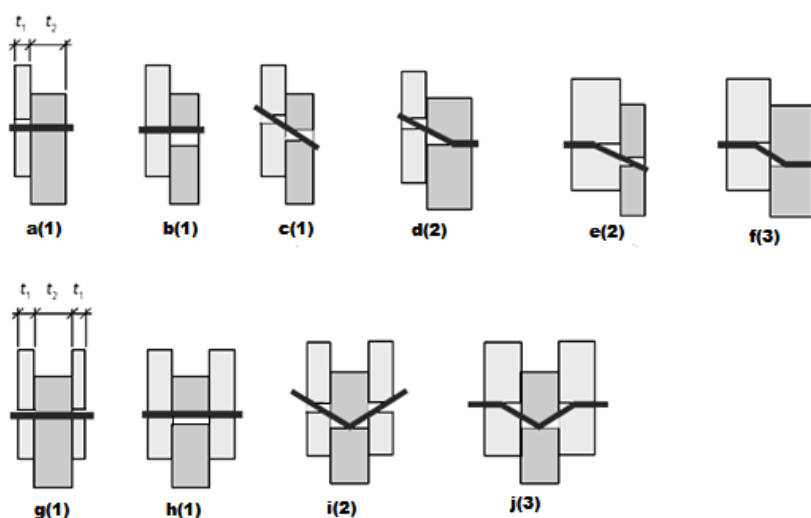


Figura 33 - Possíveis modos de rotura: na primeira linha apresentam-se ligações em corte simples e na segunda em corte duplo.

Os casos a(1), b(1), g(1) e h(1) ocorrem quando a resistência à flexão da cavilha é grande, ou a espessura da madeira é reduzida, obedecendo ao modo de rotura 1. A resistência é condicionada pelo esmagamento da madeira. Também existe a possibilidade de a cavilha permanecer direita mas rodar, mas isto só ocorre em juntas com um plano de corte, como é mostrado no modo c(1).

Os casos d(2), e(2) e i(2), obedecem ao modo de rotura 2, e dão-se quando um dos elementos de madeira é grande o suficiente para que a cavilha crie uma rótula plástica.

O modo de rotura 3 é o mais favorável em termos de ductilidade, visto que a cavilha cria duas ou mais rótulas plásticas, como é mostrado no caso f(3) e j(3).

3.4.2. LIGAÇÃO MADEIRA-MADEIRA

Como exemplo, a Figura 34 apresenta a resistência de uma ligação Madeira-Madeira em corte simples, considerando que o primeiro elemento tem uma espessura de 28mm, em função da espessura do segundo elemento (t_2), numa ligação onde foram utilizados pregos com incisões anelares com um diâmetro de 4mm.

Para valores t_2 reduzidos, o modo de rotura é o b(1), havendo esmagamento do segundo membro. Com o aumento de t_2 o modo de rotura muda para o c(1) havendo rotação livre da cavilha e finalmente para o f(3) quando t_2 é superior a 35mm, formando-se duas rótulas plásticas.

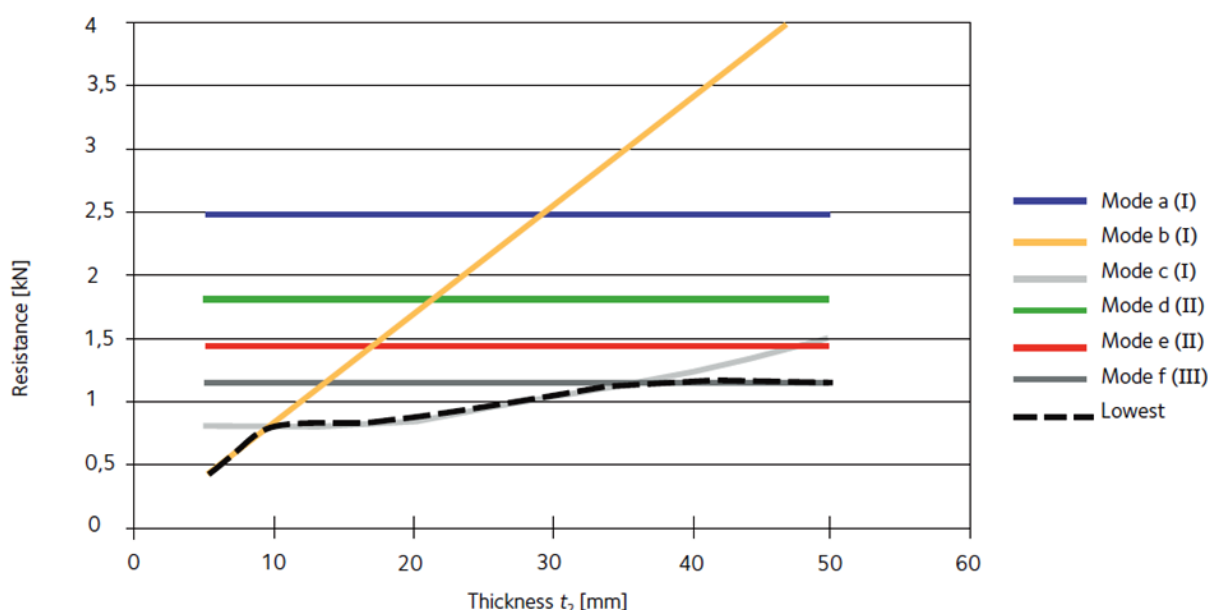


Figura 34 - Resistência dos diferentes modos de rotura para ligações madeira-madeira com um plano de corte (Borgström, 2016)

No Eurocódigo 5 secção 8.2.2 são apresentadas expressões que têm em consideração todos os modos de rotura, conseguindo-se traçar um gráfico como o ilustrado na Figura 34 para qualquer tipo de ligação.

3.4.3. LIGAÇÃO AÇO-MADEIRA

A ligação entre elementos de madeira e aço é muito comum na construção. A capacidade deste tipo de ligação é consideravelmente superior ao caso apresentado anteriormente, mas é de referir que a espessura da chapa metálica, $t_{aço}$, deve ser maior que o diâmetro da cavilha usada. Esta condição garante a formação da rótula plástica na cavilha na interface chapa metálica-cavilha, isto aumenta a resistência da ligação comparativamente à ligação de dois membros de madeira. Se a espessura da chapa for menor, ou igual a metade do diâmetro do parafuso, o prego vai simplesmente rodar livremente no buraco sem criar rótula plástica.

A Figura 35 apresenta capacidade resistente de ligação em corte simples Aço-Madeira em função da espessura do membro de madeira, onde foram usados parafusos com incisões anelares com 4mm de diâmetro e 60mm de comprimento e uma chapa metálica de 5mm de espessura. É possível observar que quando a espessura da madeira, t_{madeira} , é reduzida, cerca de 15mm, o esmagamento deste membro é condicionante. Com o aumento de t_{madeira} a resistência aumenta mudando o modo de rotura para o modo 2, formando uma rótula plástica na interface chapa metálica-prego. Finalmente, para $t_{\text{madeira}} = 55\text{mm}$ a resistência atinge o seu valor máximo, havendo formação da segunda rótula plástica na interface madeira-prego.

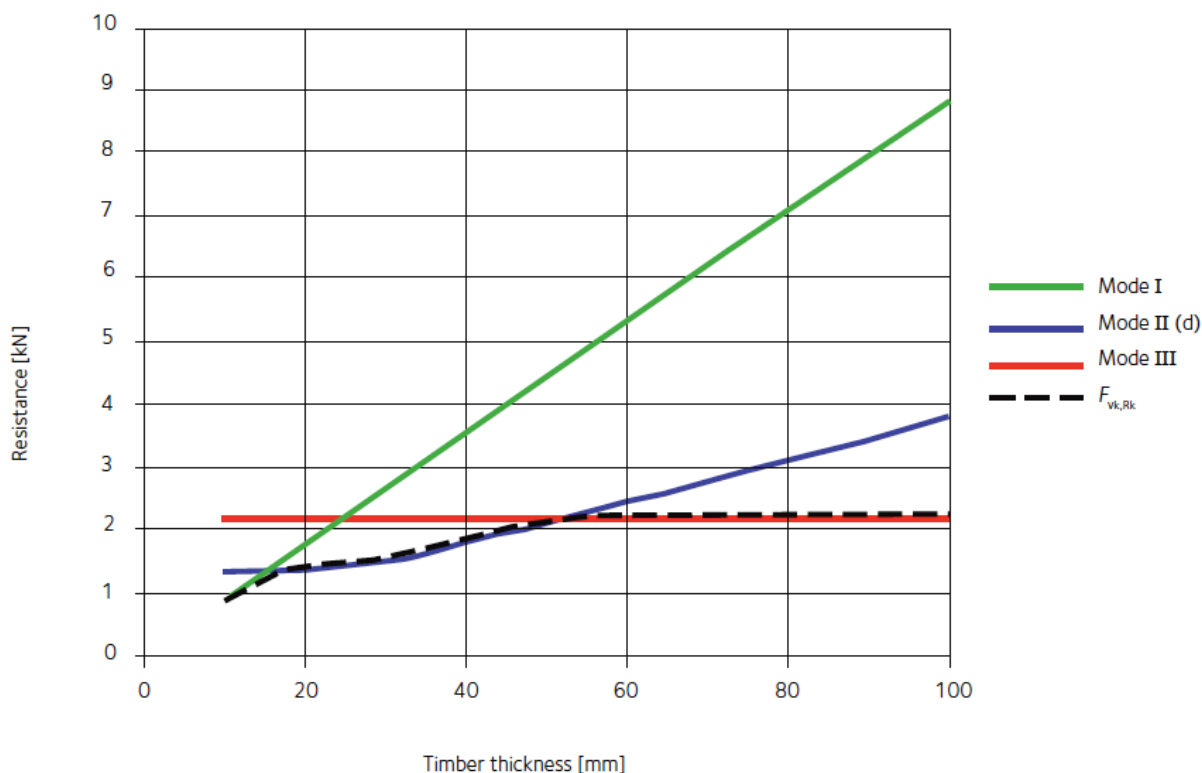


Figura 35 - Resistência e modos de rotura para um plano de corte numa ligação aço—madeira com apoio fixo de pregos da chapa de aço. (Borgström, 2016)

No Eurocódigo 5 na secção 8.2.3 são apresentadas expressões que contemplam todos os modos de rotura possíveis.

3.5. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

O grande desafio nas estruturas em madeira associa-se às ligações, visto que a anisotropia da madeira impõe limitações na forma de ligar os elementos, e a falta de espaço físico das juntas limita a capacidade resistente da ligação.

A competitividade de uma estrutura em madeira mede-se sobretudo pela eficiência das ligações usadas. Isto faz com que em estruturas de grandes vãos ou estruturas em estados de tensão elevados, as ligações requeiram um estudo aprofundado da sua rigidez em função do tipo de esforços a absorver, para que se consiga um dimensionamento eficaz e económico.

Outro aspeto essencial no dimensionamento é a durabilidade das ligações, que pode ser condicionante

na conceção das ligações, dependendo do ambiente onde a estrutura está inserida, isto acontece devido à retração e inchamento da madeira conforme as variações de humidade do exterior. A possibilidade de ataque biológico na madeira, a proteção da corrosão e a resistência ao fogo dos elementos metálicos requerem especial cuidado no detalhe das ligações visto que podem comprometer a durabilidade do sistema.

Também é de referir que a fragilidade em relação ao corte e trações perpendiculares ao fio da madeira muitas vezes condicionam o dimensionamento das ligações.

Em suma, para se conseguir um bom dimensionamento estrutural de uma ligação, os seguintes princípios devem ser obedecidos:

- Evitar o uso de ligadores que acumulem humidade; garantir uma drenagem eficiente especialmente nos topos;
- Evitar a exposição de madeira não protegida;
- Evitar colocar o topo da madeira diretamente em contacto com betão, visto que é um material que tem tendência a absorver água;
- Se a humidade conseguir entrar nos buracos criados pela colocação de parafusos estes devem ser tratados com um vedante, por exemplo silicone;
- Se em contacto com água salgada devem ser usados ligadores resistentes à corrosão;
- O “caminho das forças” deve ser o mais curto possível;
- Garantir que a componente estética não foi ignorada.

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo é apresentar o edifício alvo de estudo neste trabalho, tanto a sua forma original como a proposta de reabilitação. Para isto vai-se dividir esta secção em duas partes: a primeira onde se faz uma breve descrição e análise do edifício original, e a segunda onde se vai analisar a proposta com especial detalhe para o piso recuado que é o alvo principal de estudo deste trabalho. Nesta segunda parte vai-se apresentar e justificar algumas decisões tomadas na execução do projeto de intervenção numa perspetiva estrutural.

4.2. APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO ANTIGO

O edifício em estudo localiza-se no distrito do Porto. Trata-se de um edifício de gaveto situado no cruzamento da Rua do Pinheiro e a Rua Mártires da Liberdade, Figura 36.

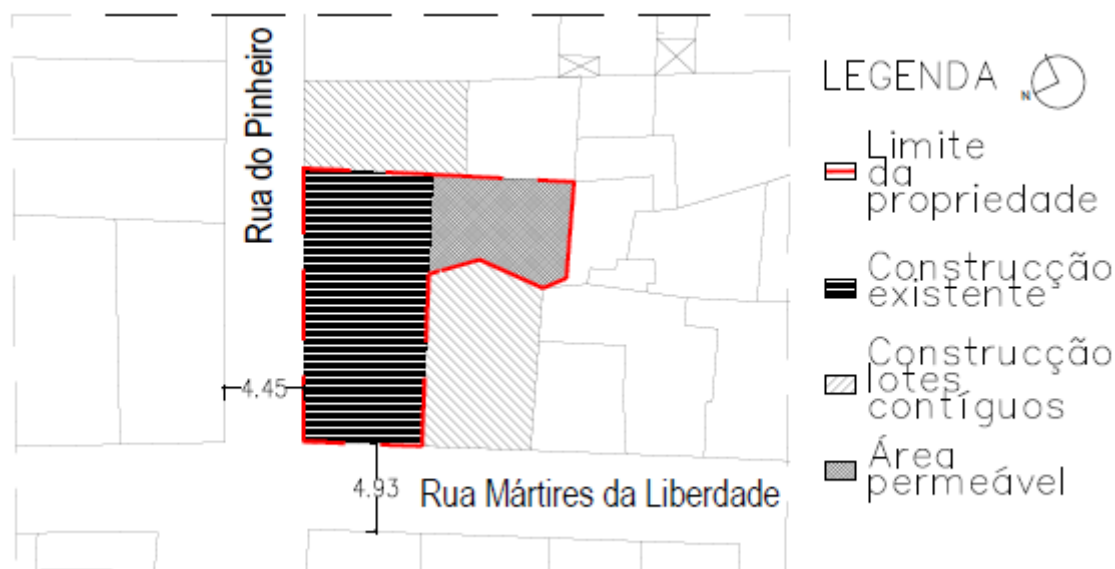


Figura 36 - Localização do caso de estudo

A construção desta obra data aos fins do século XIX, ou princípios do século XX, e possuía uso de habitação, exceto o rés-do-chão que tinha função comercial. Este edifício tem 4 pisos, o rés-do-chão

mais três, sendo o piso mais elevado recuado em relação aos restantes. O rés-do-chão juntamente com o primeiro e segundo piso têm um pé direito de 3,5 metros enquanto o piso recuado tem 2,5m. Em relação ao estado de conservação, o edifício encontrava-se bastante degradado principalmente a estrutura do piso recuado, como é perceptível na Figura 37.



Figura 37 - Edifício existente

A cobertura consistia num telhado tradicional de quatro águas que se apresentava sinais importantes de degradação, Figura 38.

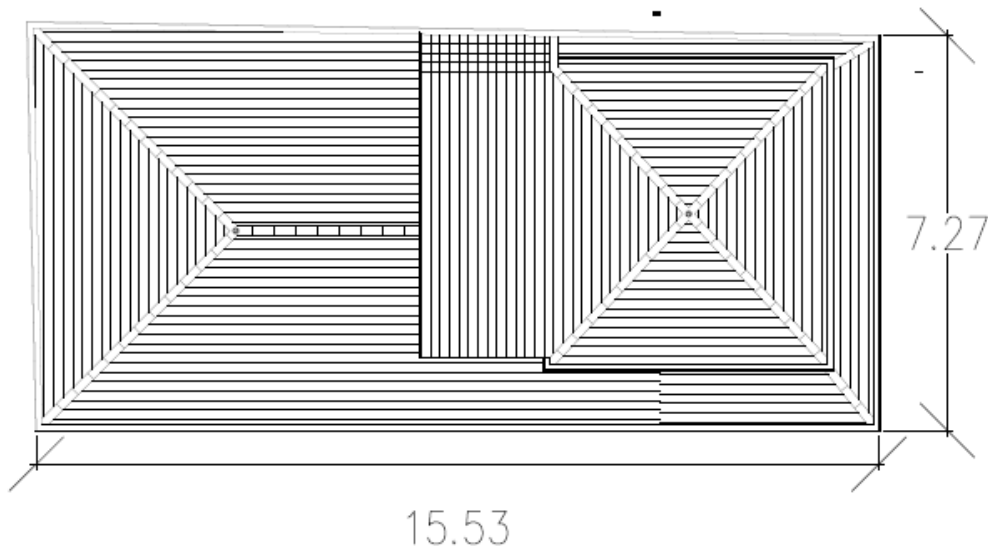


Figura 38 - Vista em planta do telhado do edifício original

Em seguida apresentam-se algumas características gerais do edifício:

- Área de implantação: 108m²;
- Cércea: 15,10m;
- Cércea da fachada: 11m;
- Materiais utilizados: Madeira e pedra (Granito);

- Área do logradouro: 27 m²;
- Área bruta de construção: 324 m²;
- Área de impermeabilização: 108 m²;
- Cota de soleira: 101m.

4.2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO ANTIGO

Em relação ao funcionamento estrutural do edifício, os elementos de suporte principais são as paredes resistentes de alvenaria de pedra do contorno e que se estendem desde o rés-do-chão até ao teto do 2º piso. Estes elementos absorvem todas as cargas que solicitam a estrutura e apresentavam-se em bom estado, não possuindo fendas, ou outros sinais de desgaste. As paredes do último piso (recuado), por se encontrarem desalinhadas das paredes de alvenaria de pedra, descarregando no pavimento desse piso, são de tabique. Note-se que as paredes interiores de tabique acabam por possuir funções de carácter também estrutural, mesmo que não recebam diretamente cargas verticais, assumindo um papel importante no travamento geral da estrutura.

Os pavimentos são constituídos por troncos de cerca de 27cm de diâmetro, como ilustrado no corte longitudinal apresentado na Figura 39, cuja função é transmitir as cargas dos pisos para as paredes de alvenaria, estando sujeitos, essencialmente, a esforços de flexão e corte.

O telhado do piso 2 descarrega as cargas da cobertura diretamente nas paredes de alvenaria de pedra. O telhado do piso recuado descarrega nas paredes de tabique, que, por sua vez, descarregam diretamente nas vigas do pavimento, situação que provocou grandes deformações desta estrutura, tal como se observa na Figura 37.

4.3. ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO DA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO

A proposta de intervenção pressupõe a demolição do piso recuado e da laje em que este se apoiava. Em anexo apresentam-se todos os elementos que vão ser demolidos e mantidos. Salienta-se que a fachada e grande parte dos elementos interiores dos pisos inferiores ao piso recuado são mantidos. A Figura 39 mostra dois cortes longitudinais: à esquerda o edifício original e à direita a proposta arquitetónica de intervenção.

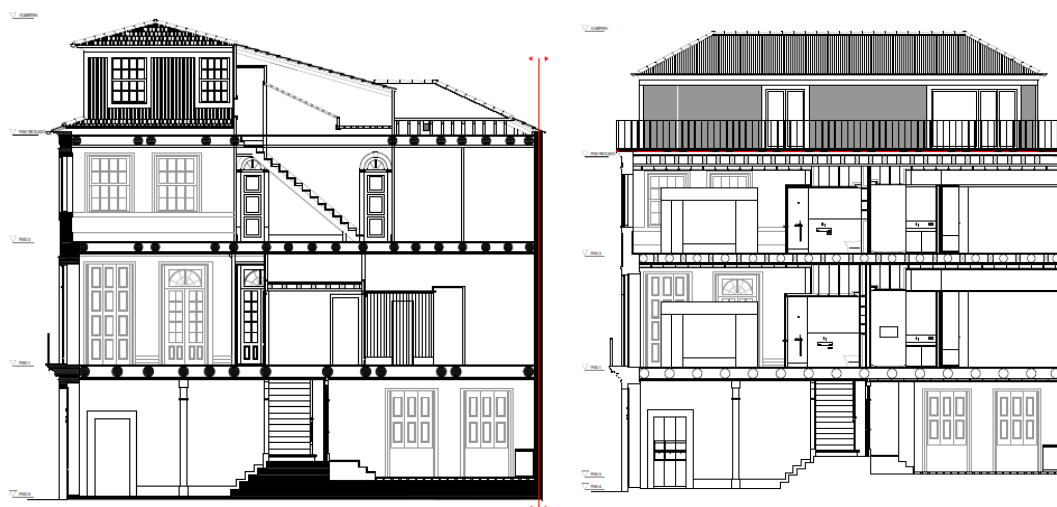


Figura 39 - Cortes longitudinais (à esquerda do edifício antigo e à direita da proposta)

O novo piso recuado irá possuir uma cobertura tradicional de quatro águas, Figura 40.

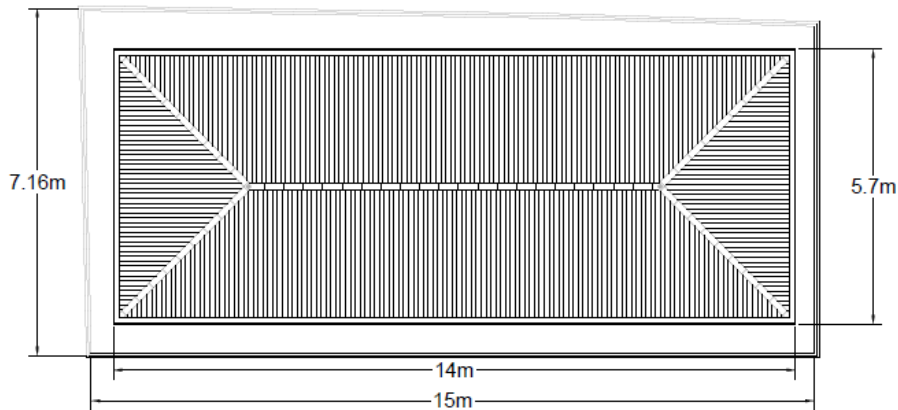


Figura 40 - Planta da cobertura do piso recuado

As paredes interiores têm 12cm de espessura e as exteriores 21,5cm. As escadas que fazem o acesso ao piso recuado foram construídas de novo, bem como as paredes da caixa de escadas acima da cota do piso 2. A Figura 41 apresenta uma planta da proposta do novo piso recuado. Em anexo apresenta-se o projeto de arquitetura.



Figura 41 - Planta do piso recuado

4.4. ANÁLISE ESTRUTURAL DA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO

A estrutura foi analisada fracionando o elemento de ampliação em três conjuntos de elementos estruturais: a cobertura, os pilares das paredes, e o pavimento. A Figura 42 representa a modelação global da estrutura, onde se representam os elementos da cobertura a vermelho, os pilares a verde e as vigas do pavimento a cinza. Nesta parte do capítulo vai-se definir e caracterizar a intervenção do ponto de vista estrutural, bem como o processo de modelação de cada um destes corpos.

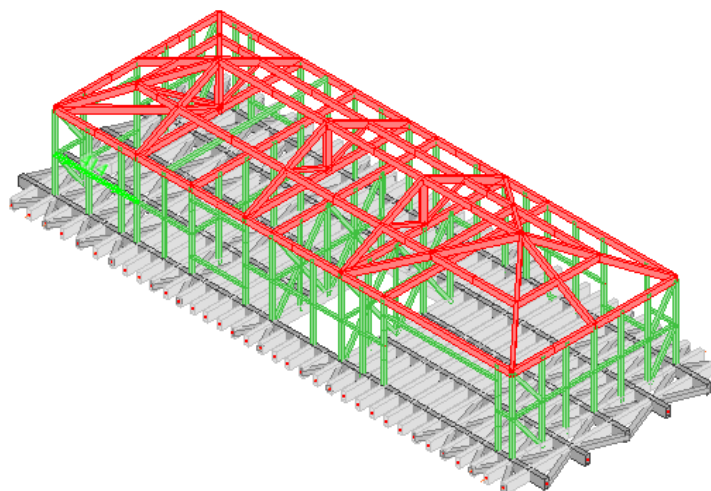


Figura 42 - Modelo Global da estrutura

4.4.1 COBERTURA

A cobertura consiste num telhado de 4 águas e vai ser executada usando uma asna simples, com escoras e pendural, com uma pendente de 28° e um vão de 4,70m, como apresentado na Figura 43. O objetivo não só é que esta estrutura seja autoportante, isto é, que tenha a capacidade de se suportar a si própria sem o auxílio de outras estruturas, mas que também apresente um bom comportamento a solicitações horizontais como o vento e a ação sísmica. Para garantir um bom funcionamento a estas ações é essencial a colocação de reforços nas ligações entalhadas, através da colocação de ligadores metálicos como cavilhas e parafusos.

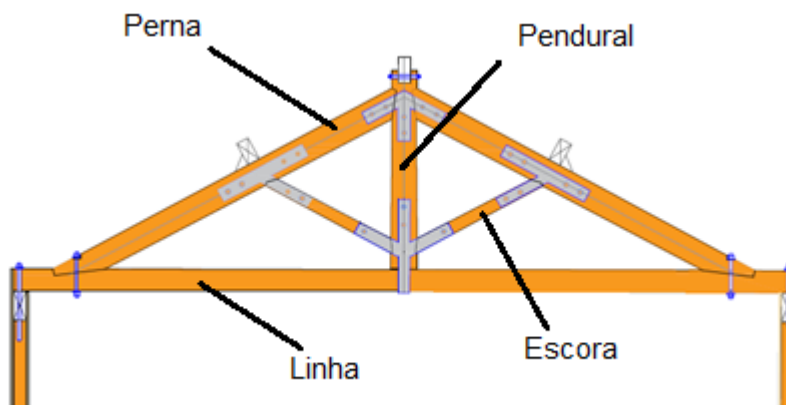


Figura 43 - Asna com chapas de reforço nas ligações dos elementos

A proposta da estrutura da cobertura vai ser executada conforme a Figura 44 e 45. É possível observar que na zona da direita não existem asnas, mas sim uma pirâmide quadrangular, esta solução resultou da existência de uma porta e uma parede envidraçada nesta zona da estrutura, Figura 46, que dificultam a colocação de asnas a descarregar em vigas nestes alinhamentos, em particular pelo fato dos elementos envidraçados serem particularmente sensíveis a deformações, desaconselhando a colocação de cargas verticais concentradas nestas zonas. Na zona da esquerda existem duas meias asnas na diagonal de forma a fechar o telhado nessa zona.

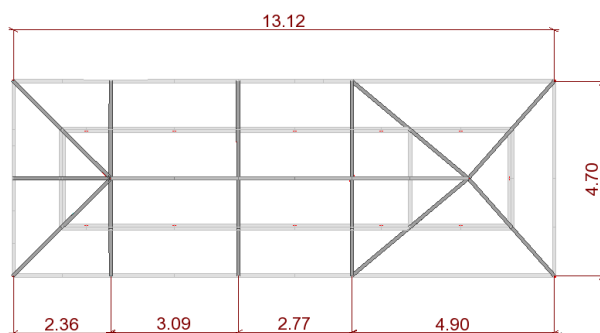


Figura 44 - Planta da estrutura do telhado

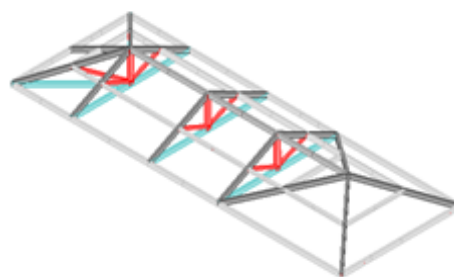


Figura 45 - Modelo 3D do telhado

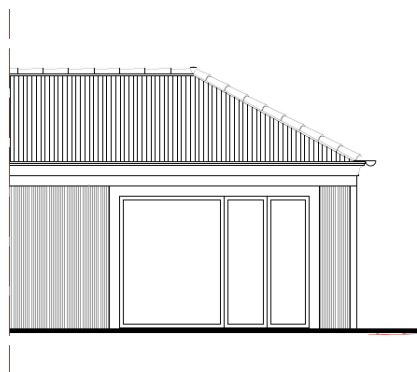


Figura 46 - Representação da parede envidraçada

Através da análise de algumas bibliografias (Barbosa, 2015; Bastos, 2011; Costa, 1955; Ferreira, 2015; Piazza, 2006; Varum, 2006) retiram-se algumas indicações para que a cobertura apresente um bom comportamento:

- As pernas são dos elementos mais carregados, apresentando principalmente esforços de compressão. O pendural está submetido à tração, as escoras à compressão e a linha está essencialmente tracionada;
- A linha deve estar suspensa no pendural de forma a reduzir a sua deformação. A ligação entre estes dois elementos deve ser rotulada e impedir as deformações no plano ortogonal ao plano da estrutura;
- As ligações perna-linha são as que requerem mais detalhe, não apenas por ser uma zona onde existe uma grande concertação das cargas, mas por se tratar de uma zona sensível à deterioração biológica por se encontrar posicionada na extremidade das asnas.

Para o dimensionamento da cobertura foram usados dois tipos de modelação, a primeira em 2D que

continha somente a cobertura e outra em 3D onde foi modelada a estrutura global. A rigidez das ligações foi modelada de duas formas, um modelo em que todas as ligações eram articuladas e outro em que as ligações eram rígidas, de modo a compreender o impacto que a rigidez das ligações tem na distribuição dos esforços. Chegou-se à conclusão que, devido à geometria da asna, em particular ao fato das madres descarregarem diretamente sobre as escoras, a rigidez das ligações não tem grande impacto na distribuição de esforços, exceto para ações como o vento e o sismo. Este tema será analisado com mais pormenor no Capítulo 6. Relativamente ao método de execução, as ligações da asna serão todas constituídas por parafusos de porca associados a chapas metálicas, como apresentado na Figura 43.

4.4.2 PILARES E PAREDES

A estrutura da cobertura vai estar apoiada em pilares de pequena dimensão de forma a respeitar o espaço disponível para estes elementos no projeto de arquitetura, que é de apenas 8cm. Estes elementos vão ser integrados nas paredes sob uma viga-anel (frechal) e irão poisar sobre uma outra viga-anel designada por viga de fundação. Estes elementos vão levar placas de OSB de 20mm de espessura em ambas as faces, interior e exterior, e vão possuir uma travessa horizontal que tem a função de proteger os pilares de potenciais fenómenos de bambeamento formando um painel que será posteriormente revestido, Figura 47 a). O espaçamento entre pilares é de 80cm, e estes não só têm a função de suportar a cobertura, como também de contraventar a estrutura; isto obriga a que a ligação dos pilares ao frechal e à viga de fundação seja rígida. Dada a dimensão destes pilares, foi necessário melhorar o sistema de contraventamento, tendo-se criado um painel com travessas horizontais e diagonais de modo a dotá-lo de uma maior rigidez no plano, Figura 47 b).

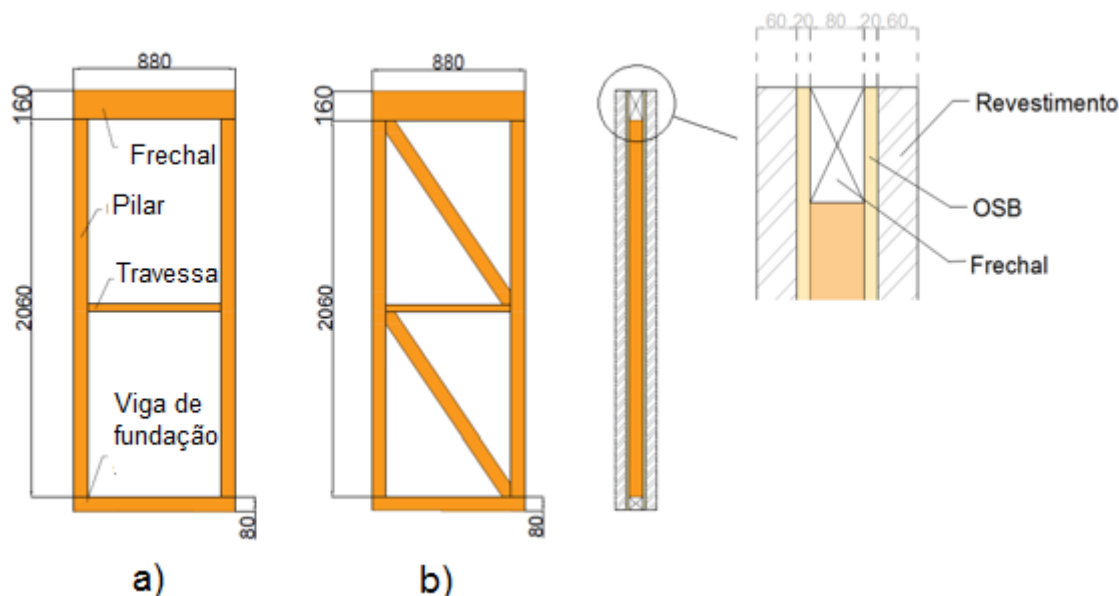


Figura 47 - a) Painel das paredes exteriores e interiores; b) Painel das paredes estruturais à direita (medidas em mm)

Durante o processo de modelação foram experimentados outros painéis estruturais. Uma destas tentativas consistiu num painel em cruz, Figura 48. No entanto, concluiu-se que, para este caso, o painel não deveria ser demasiado rígido, como é o caso do mencionado anteriormente, pois nesse caso o painel “absorve” demasiadas ações horizontais que causam uma grande concentração de esforços na alvenaria. Daí ter-se optado pela solução menos rígida da Figura 47.

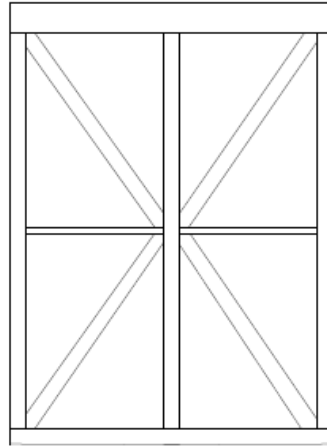


Figura 48 - Painel em cruz

Os painéis indicados na Figura 47 b) vão estar integrados nas paredes indicadas na Figura 49, e foram estrategicamente colocados na zona central do edifício de forma dotarem-no de rigidez horizontal na direção transversal e simultaneamente, evitarem a ocorrência de esforços de torção quando o edifício for solicitado por ações horizontais.

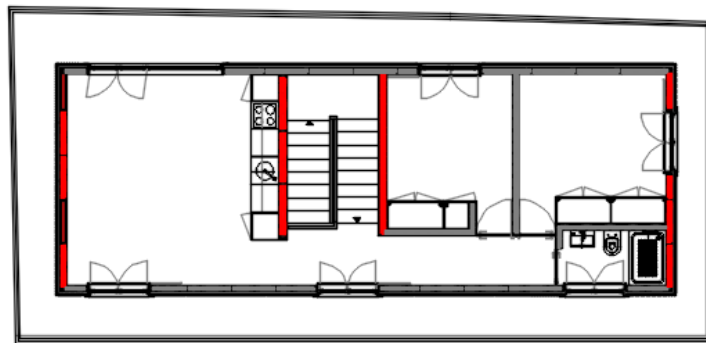


Figura 49 - Paredes estruturais do piso recuado

4.4.3 Laje de piso

A laje de piso é composta pelo vigamento principal, a viga-anel no contorno, tarugos e outros elementos, nomeadamente elementos diagonais, cuja função é garantir uma boa distribuição de cargas impostas pelas paredes no pavimento e garantir uma boa ligação entre todas as paredes, ortogonais ou longitudinais às vigas de pavimento. Durante a modelação foram experimentadas várias alternativas para estes elementos, mas a que apresentou resultados mais favoráveis e uma maior praticidade foi a apresentada na Figura 50, onde é possível observar todos os elementos constituintes deste sistema.

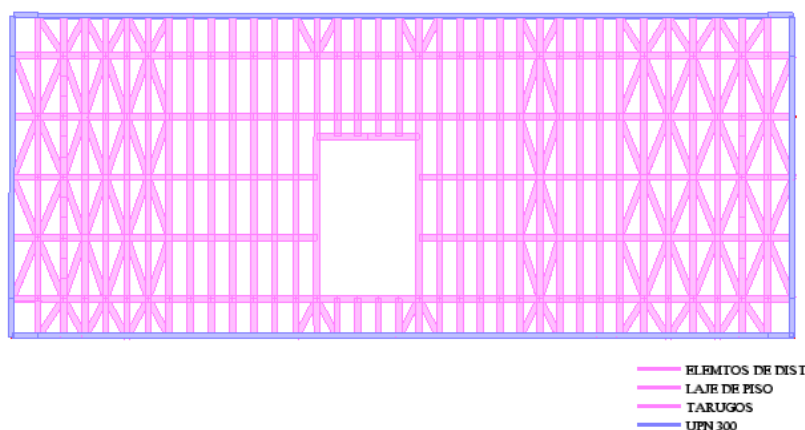


Figura 50 - Modelo do pavimento do piso recuado (sem o soalho)

Além de uniformizar os esforços, todos estes elementos, em particular a viga-anel, garantem a boa distribuição das cargas do pavimento na parede, evitando a imposição de forças concentradas resultantes do apoio das vigas de pavimento nas paredes. A viga-anel é um elemento muito comum na reabilitação de alvenarias devido à potencial instabilidade que as paredes podem apresentar para fora do seu plano. Em edifícios que apresentam uma altura considerável, este efeito é ainda mais preocupante. Mais à frente neste capítulo vai-se analisar a colocação e funcionamento deste elemento.

Na Figura 50 é possível observar que no pavimento existe um espaço vazio. Este vazio corresponde à zona das escadas que fazem a ligação ao piso 2, e é importante referir que as paredes da caixa de escadas, assinaladas na Figura 51 a vermelho, vão ter função estrutural. Estas paredes vão constituir um apoio inferior para a laje que vai ser relevante, principalmente para o controlo da deformação.

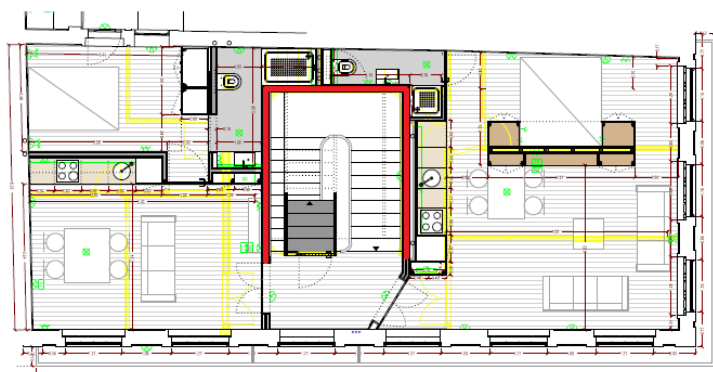


Figura 51 - Planta do piso 2

A viga-anel consiste num perfil UPN ligado às paredes de alvenaria de pedra em todo o contorno interior do piso à cota das vigas do pavimento. É fixado às paredes através de pernos de ancoragem e recebe o vigamento do piso através de uma ligação tipo cavilha, Figura 52. Esta viga-anel permite uma melhor distribuição das cargas impostas pelas vigas do pavimento nas paredes e promove a ligação das paredes ao nível do seu coroamento. É ainda de referir que na modelação as paredes de alvenaria de pedra foram consideradas como rígidas, dado o seu bom estado de preservação e ao facto de receberem principalmente cargas verticais. De qualquer forma, este sistema pressupõe que as pedras de coroamento se encontrem bem ligadas às restantes pedras da parede, nomeadamente, e se necessário, através da implementação de ancoragens verticais.

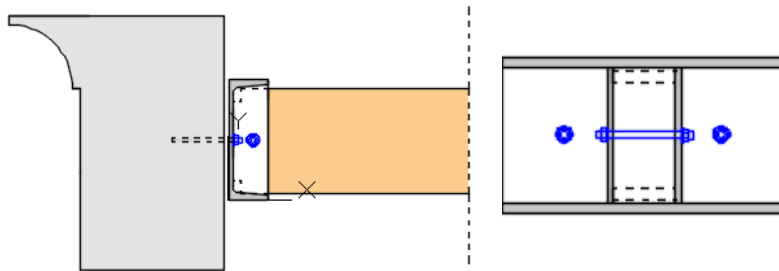


Figura 52 - Detalhe da ligação Alvenaria-UPN e viga de Glulam-UPN

5

CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

O facto de nunca de ter existido em Portugal um código nacional para dimensionamento de estruturas de madeira constituiu um obstáculo para a utilização da madeira como elemento estrutural. O Eurocódigo 5 (EC5) veio em parte resolver esta lacuna, nomeadamente no que diz respeito às ligações. A abordagem do EC5 relativamente ao projeto de estruturas de madeira, no que diz respeito ao critério a adotar na verificação de segurança, é idêntica à dos restantes Eurocódigos, bem como na regulamentação em vigor o R.S.A (Regulamento de Segurança e Ações). Nesta perspetiva, a verificação de segurança é feita em relação a estados limites, utilizando coeficientes de segurança aplicados aos valores das ações e das propriedades dos materiais. Os estados limites a verificar são de dois tipos: estados limites últimos e estados limites de serviço.

Os valores das ações e das propriedades dos materiais são obtidos através dos seus valores característicos, descritos na regulamentação nacional. No caso de Portugal, e uma vez que não existe um regulamento de estruturas de madeira, os valores característicos das propriedades dos materiais podem ser obtidos, para o caso de pinho bravo, numa publicação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Ficha M2), os quais resultam em valores de cálculo através do método descrito mais à frente neste capítulo. Relativamente às ações, a caracterização e a classificação das mesmas, pode ser feita através do R.S.A ou do Eurocódigo 1.

O uso do Eurocódigo 5 (EC5) é simplesmente uma etapa na concretização da estrutura. A primeira etapa passa pela conceção do sistema estrutural, compreensão do seu comportamento em relação às várias solicitações e análise de possíveis patologias e, de seguida, usando um modelo numérico, realista, conseguir simular a estrutura. Um erro cometido várias vezes neste processo, nomeadamente nas estruturas em madeira, é não conseguir simular corretamente o comportamento real da estrutura, devido à dificuldade em caracterizar a rigidez das ligações.

Neste capítulo vai se proceder ao dimensionamento dos elementos e ligações de toda a estrutura de acordo com as seguintes regulamentações:

- EN 1990-1-1-2002, Eurocódigo 0 Parte 1-1 – Bases para o Dimensionamento (CEN);
- EN 1991-1-2003, Eurocódigo 1 Parte 1-1 – Ações (CEN);
- EN 1991-1-4-2005, Eurocódigo 1 Parte 1-4 – Ação do Vento(CEN);
- EN 1995-1-1-2004, Eurocódigo 5 Parte 1-1 – Dimensionamento de Estruturas de Madeira (CEN);

- EN 1995-1-2-2002, Eurocódigo 5 Parte 1-2 – Dimensionamento ao Fogo de Estruturas de Madeira (CEN);
- EN 1995-1-1-2004, Eurocódigo 5 – Anexo Nacional Holandês;
- EN 1998-1-1-2010, Eurocódigo 8 Parte 1 – Projeto de estrutura para a resistência a sismos (CEN);
- SIA 265-2012;
- NEN 6760-2005.

É de referir que os Eurocódigos não são ainda decretos-lei em Portugal, mas mesmo assim serão os códigos utilizados.

Todas as ligações usadas são da Simpson Strong-Tie e as suas características mecânicas foram retiradas dos seus catálogos (Strong-Tie, 2017).

Relativamente à determinação dos esforços internos e deformação da estrutura o cálculo foi executado usando o software Robot Structural Analysis Professional 2018 da Autodesk.

5.2. GENERALIDADES

A Figura 53 representa o sistema de coordenadas adotado pelo EC5 e neste trabalho para um determinado elemento em madeira ou seu derivado.

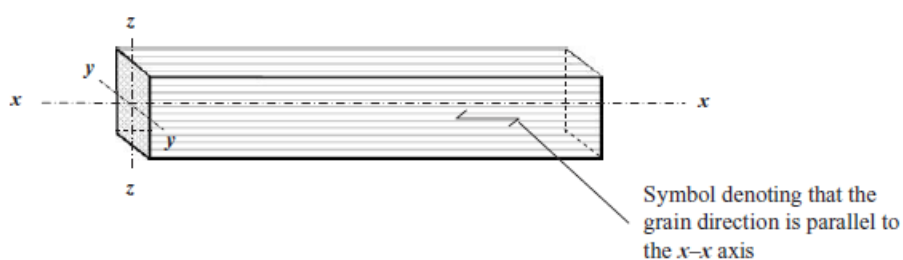


Figura 53 - Sistema de coordenadas

5.3. ASPETOS PARTICULARES DO CÁLCULO

5.3.1. CLASSES DE SERVIÇO

As estruturas de madeira devem ser calculadas de forma diferente consoante o ambiente em que se encontram, pois este determina as suas condições de equilíbrio de teor de humidade com o exterior. Esta questão é resolvida no Eurocódigo 5 através do conceito de classes de serviço. A definição destas classes nesta norma é consultável na secção 2.3.1.3.

5.3.2. CLASSE DE DURAÇÃO DAS AÇÕES

As capacidades resistentes da madeira alteram-se de acordo com a duração da carga, isto é, quanto mais longo for o período de atuação, maior é a redução da resistência. Isto deve-se ao facto de, quando madeira está sob tensão, existe uma expulsão de água contínua, que provoca uma deformação acrescida do elemento. De forma, a estabelecer uma base comum para o dimensionamento, o EC5, estabelece classes de duração de ações (ver EC5, 2.3.1.2), que podem ocorrer durante o período de vida da estrutura. No Quadro 5, pode-se verificar as classes definidas e a duração das ações associada a cada classe.

Quadro 5 - Classe de duração de ações

Classe de Duração das Ações	Período de atuação	Exemplo
Permanente	Maior que dez anos	Peso próprio
Longa duração	seis meses a dez anos	Mobiliário, armazenamento
Média duração	uma semana a seis meses	Sobrecargas, Neve
Curta Duração	Menos de uma semana	Neve, vento
Instantânea	Instantânea	Vento, Ações acidentais

5.3.3. FATOR MODIFICAÇÃO

As propriedades mecânicas da madeira são influenciadas pelas condições ambientais onde a estrutura está inserida e o tipo de ações a que ela está sujeita. Os valores de k_{mod} , coeficiente que tem em conta a classe de serviço em que a estrutura se enquadra e a classe de duração das ações podem ser consultados na Tabela 3.1 do EC5 1-1. Este fator, é muito importante no dimensionamento de estruturas de madeira, podendo reduzir as resistências características em 50%. Quanto menor for este fator mais reduzida é a capacidade resistente em estudo.

5.3.4. FATOR TAMANHO

Este fator tem a função de ajustar a resistência característica à flexão ou à tração paralela ao fio, de maneira a considerar o efeito do tamanho do elemento, quando este é inferior ao tamanho de referência dado no EC5. Para a madeira maciça, de secção retangular de densidade característica (ρ_k) inferior a 700 Kg/m, a altura de referência da secção em flexão é de 150 mm. Para dimensões inferiores a esta, os valores característicos, $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, podem ser multiplicados pelo fator K_h . Na expressão 2, que corresponde à 3.1 do EC5, apresenta-se o procedimento de cálculo para as condições descritas anteriormente.

$$K_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (\text{EC5, Eq. 3.1}) \quad (2)$$

Em que h , é a altura quando em flexão, e a largura quando em tração, dada em mm.

Para elementos de madeira lamelada colada o cálculo deste fator é distinto, sendo que a altura referência da secção quando submetida à flexão é de 600 mm. Para dimensões inferiores, os valores característicos, $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, podem ser aumentados pelo fator k_h , obtido através da expressão 3, que corresponde à 3.2 do EC5.

$$K_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,2} \right. \quad \left. 1,1 \right\} \quad (\text{EC5, Eq. 3.2}) \quad (3)$$

Em que h , é a altura quando em flexão, e a largura quando em tração, dada em mm.

5.4. MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

De modo a realizar as verificações impostas pelo EC5, em relação ao estado limite último e ao estado limite de serviço deve ser utilizado o Método dos Coeficientes Parciais de Segurança. Neste método, as ações são reduzidas por fatores parciais de forma a obter os esforços de cálculo e as de propriedades de resistência dos materiais, são divididas por fatores parciais, para obtenção das resistências de cálculo.

5.4.1. VALORES DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nas estruturas de madeira as capacidades resistentes devem ser definidas de acordo com a expressão 4.

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (\text{EC5, Eq. 2.17}) \quad (4)$$

O coeficiente de segurança γ_M , tem em conta a incerteza da resistência característica do material, daí este ser superior na madeira maciça, onde a presença de defeitos pode ter um grande efeito nas capacidades resistentes, e inferior na madeira lamelada, onde os defeitos não têm grande impacto. Os valores deste coeficiente podem ser consultado no EC5, Tabela 2.3.

5.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A secção 6 do EC5 apresenta os vários critérios a ser obedecidos. Não se vai entrar em detalhe nestes mesmos critérios, mas serão respeitados mais à frente no dimensionamento dos elementos estruturais.

5.5. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

No EC5 a deformação de um membro ou da estrutura tem que ser calculada em duas etapas:

- Quando a carga é aplicada imediatamente; isto é denominada de deformação instantânea: u_{inst} .
- Depois da deformação por fluência atingir o seu máximo, isto é denominada por deformação final: u_{fin} .

Estas deformações são exemplificadas para um caso de uma viga simplesmente apoiada sem contra flecha na Figura 54.

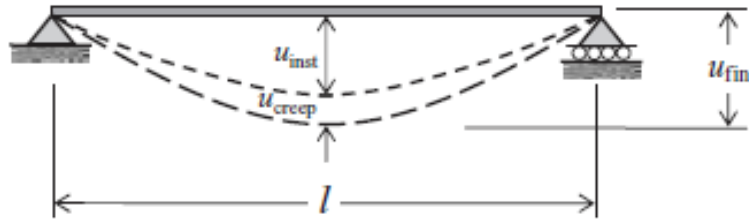


Figura 54 – Deformação de uma viga simplesmente apoiada.

Para estruturas com membros e ligações com o mesmo comportamento à fluência a deformação por fluência de um carregamento permanente pode ser calculada do seguinte modo:

$$u_{\text{creep}} = k_{\text{def}} \cdot u_{\text{inst}} \quad (5)$$

Onde K_{def} é o fator de deformação cujo valor depende do tipo de material em análise bem como o seu teor de humidade. Os valores deste fator podem ser consultados no EC5, tabela 3.2.

Posto isto a deformação final u_{fin} , pode ser calculada do seguinte modo:

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{inst}} + u_{\text{creep}} = u_{\text{inst}} (1 + k_{\text{def}}) \quad (6)$$

Quando a ação não é permanente, para obter o efeito da fluência deve-se aplicar a ação quase permanente para simular este efeito. O EC5 usa a combinação característica para o cálculo da deformação instantânea e a quase permanente para o cálculo da deformação por fluência.

A deformação final correspondente às cargas permanentes e variáveis é a seguinte:

Para ações permanentes, G, num membro ou ligação:

$$u_{\text{fin},G} = u_{\text{inst},G} + u_{\text{creep},G} = u_{\text{inst},G} (1 + k_{\text{def}}) \quad (\text{EC5, Eq. 2.3}) \quad (7)$$

Para a ação base, Q1, num membro ou ligação:

$$u_{\text{fin},Q1} = u_{\text{inst},Q1} + u_{\text{creep},Q1} = u_{\text{inst},Q1} (1 + \psi_2 k_{\text{def}}) \quad (\text{EC5, Eq. 2.4}) \quad (8)$$

Para uma combinação de ações para a ação base Qi, num membro ou ligação:

$$u_{\text{fin},Qi} = u_{\text{inst},Qi} + u_{\text{creep},Qi} = u_{\text{inst},Qi} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{\text{def}}) \quad (\text{EC5, Eq. 2.5}) \quad (9)$$

A condição final para n ações variáveis será:

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{fin},G} + u_{\text{fin},Q1} + \sum_{i=2}^n u_{\text{fin},Qi} \quad (\text{EC5, Eq. 2.2}) \quad (10)$$

O EC5 impões alguns limites de deformação, nomeadamente, no que diz respeito à deformação final ($w_{fin} = w_c + w_{net,fin}$, onde w_c é a contra flecha), e à deformação instantânea. Pode-se consultar esses limites no Quadro 6.

Quadro 6 - Limites de deformação de uma viga simplesmente apoiada

Tipo de viga	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Duplamente apoiada	L/300 a L/500	L/250 a L/350	L/150 a L/300
Consola	L/150 a L/250	L/125 a L/175	L/75 a L/150

5.6. MATERIAIS UTILIZADOS

Nesta obra vão ser usados dois materiais distintos:

- Madeira lamelada combinada na laje de piso, de classe de resistência GL28c (Fator de Segurança: $\gamma = 1,25$ de acordo com a tabela 2.3 do Eurocódigo 5);
- Madeira maciça de pinho bravo nos restantes elementos, de classe de resistência C24 (Fator de Segurança: $\gamma = 1,3$ de acordo com a tabela 2.3 do Eurocódigo 5).

No Quadro 7 transcrevem-se as propriedades associadas às classes de resistência adotadas,

Quadro 7 - Propriedades mecânicas das classes de resistência C24 e GL28c

	Propriedades da classe de Resistência C24 (valores característicos em MPa)	Propriedades da classe de Resistência GL28c (valores característicos em MPa)
Flexão estática	24	28
Tração paralela às fibras	14	19,5
Tração perpendicular às fibras	0,5	0,5
Compressão paralela às fibras	21	24
Compressão perpendicular às fibras	2,5	2,7
Corte	2,5	2,7
Módulos de Elasticidade (MPa)		
Módulo de elasticidade paralelo às fibras (valor característico)	7400	10200
Módulo de elasticidade paralelo às fibras (valor médio)	11000	12600
Módulo de elasticidade perpendicular às fibras (valor médio)	370	390
Módulo de distorção	690	650
Massa volúmica (Kg/m ³)		
Massa volúmica (valor característica)	350	390

5.7. AÇÕES E COMBINAÇÕES

5.7.1. SOBRECARGAS

As sobrecargas para as quais a estrutura será dimensionada encontram-se definidas no Eurocódigo 1, sendo que a categoria deste tipo de estrutura é definida na tabela 6.9 deste regulamento. No caso do pavimento, dado tratar-se de um elemento integrado num edifício dedicado a atividades residenciais, categoria A, o valor desta ação é de $2,0 \text{ kN/m}^2$. Em relação às escadas e ao terraço, estes espaços vão receber uma sobrecarga de $2,0 \text{ kN/m}^2$.

A cobertura, sendo um espaço não acessível, exceto para manutenção, ou reparação, pertence à categoria H tendo um valor de $0,4 \text{ kN/m}^2$.

5.7.2. PESO PRÓPRIO E CARGAS PERMANENTES

Para além do peso próprio da estrutura foi necessário acrescentar o peso de elementos não estruturais como as telhas, o isolamento da cobertura, os pavimentos interior e exterior e o peso dos revestimentos das paredes.

Os valores usados no cálculo foram os seguintes:

- Pavimento interior: $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- Pavimento exterior: $2,0 \text{ kN/m}^2$;
- Paredes exteriores: $2,0 \text{ kN/m}$;
- Telhas + isolamento: $0,45 \text{ kN/m}^2$;
- Paredes divisórias: $0,45 \text{ kN/m}^2$.

5.7.3 AÇÃO DO VENTO

A ação do vento foi uma carga preponderante no estudo e na obtenção da envolvente de esforços desta estrutura. A contabilização desta ação apresenta maior complexidade do que os outros tipos de cargas, por ter bastantes variantes que podem alterar por completo a pressão exercida nas paredes da estrutura. Antes de passar à análise da ação do vento na cobertura, será interessante esclarecer alguns conceitos relacionados com esta matéria.

- Secção transversal: é a projeção da construção sobre um plano perpendicular à direção do vento.
- Pressão ou sucção: quando o vento incide numa fachada ou cobertura, exerce pressões e sucções em função da posição destes elementos em relação à direção do vento;
- Efeito da altura acima da terra: quanto mais elevado for o edifício, mais a ação do vento se faz sentir sobre o edifício.

Dados e cálculo, segundo o Eurocódigo 1 parte 1-4:

Localização Portugal, Porto

 $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ - Valor básico de referência da velocidade do vento para a zona A

Categoria do terreno III: loteamentos, zonas suburbanas

$$Z_0 = 0,3 \text{ (comprimento de rugosidade)}$$

$$Z_{\min} = 5\text{m}$$

$$Z_{\max} = 200\text{m}$$

Altura ao solo - $Z = 15\text{m}$ Coeficiente de orografia - $C_0(z) = 1$, de acordo com 4.3.1 (1) do EC1-4Coeficiente de turbulência - $K_t = 1$ (EC1-4, 4.4)Coeficiente de direção - $C_{\text{dir}} = 1$ (EC1-4, NA-4.2(2))Coeficiente de sazão - $C_{\text{season}} = 1$ (EC1-4, 4.4.2)Densidade do ar - $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Kr – coeficiente do terreno (EC 1-4, Eq. 4.4)

$$K_r = 0,19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,22$$

Velocidade de referência do vento: (EC 1-4, Eq. 4.1)

$$v_b = C_{\text{dir}} \cdot C_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 27 = 27 \text{ m/s}$$

Coeficiente de rugosidade: refere-se à variação do vento mediante a distância da construção ao solo e também a rugosidade do terreno (EC 1-4, Eq. 4.9)Para valores de Z entre 5 e 200 metros

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln \frac{z}{Z_0} = 0,86 \text{ (EC 1-4, Eq. 4.3)}$$

Variação da velocidade média do vento com a altura: (EC 1-4, Eq. 4.3)

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 23,22 \text{ m/s}$$

Intensidade de turbulência: (EC 1-4, Eq. 4.7)

$$I_v(z) = \frac{K_l}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{Z_0}} = 0,26$$

Pressão dinâmica de referência: (EC 1-4, Eq. 4.10)

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 337 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente de exposição: a Figura 1 representa a relação entre o coeficiente $C_e(z)$ e a distância ao solo do edifício. Para $Z=15\text{m}$ este coeficiente é igual a 2.

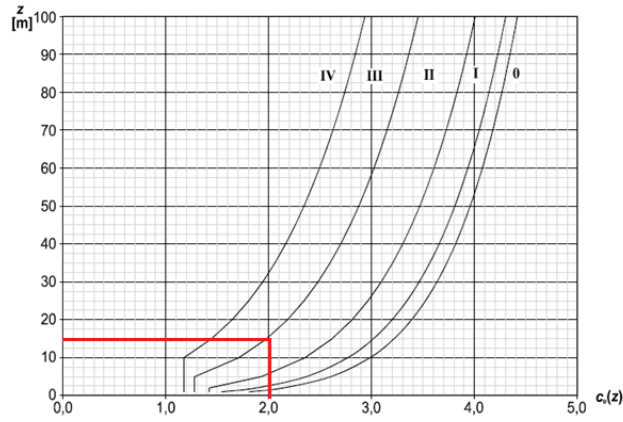


Figura 55 - Representação do coeficiente de exposição $C_e(z)$ para $C_0=1$ e $K_0=1$

Pressão dinâmica de pico: (EC 1-4, Eq. 4.8)

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_p(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = 927 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente de pressão externa:

Para a determinação dos coeficientes de pressão externa o Eurocódigo 1 parte 1-4 sugere a divisão da cobertura e das paredes em zonas. As zonas relevantes neste trabalho são apresentadas nas Figuras 56 e 57.

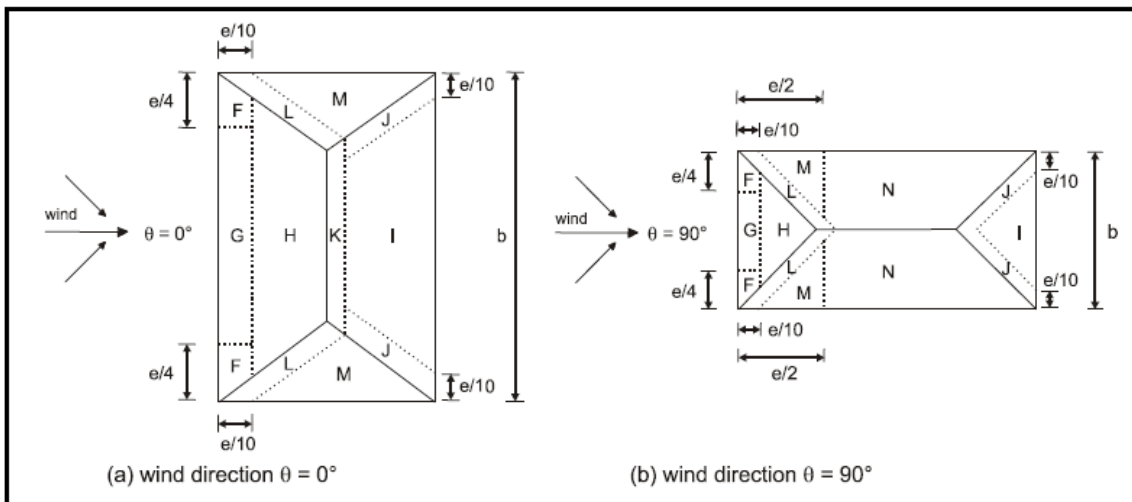


Figura 56 - Divisão da cobertura por zonas

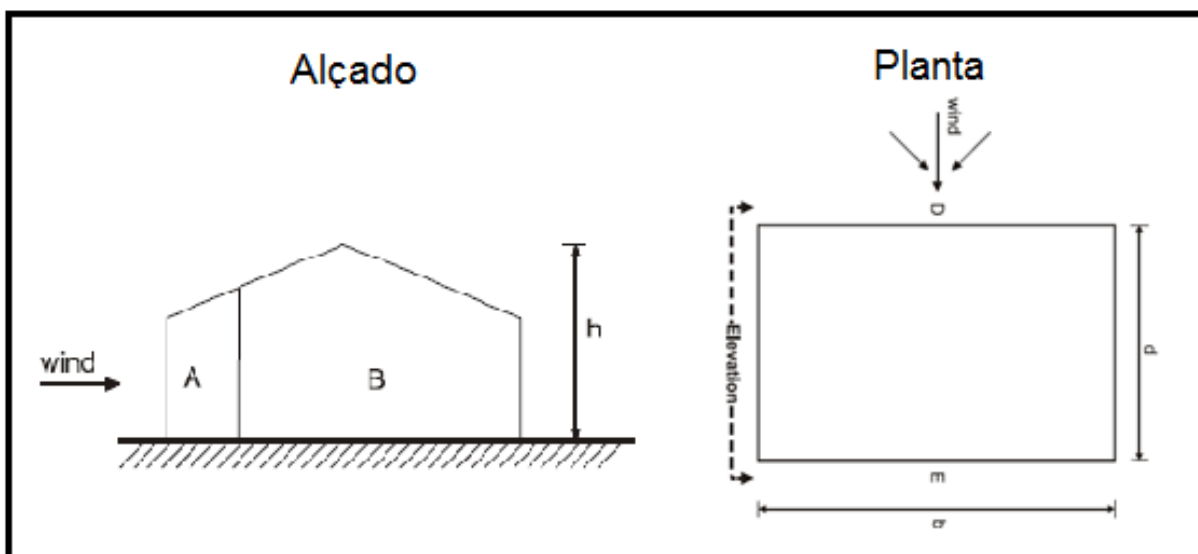


Figura 57 - Divisão das paredes por zonas

O Quadro 8 apresenta os valores dos coeficientes de pressão externa para todas as zonas relevantes. Neste quadro apresentam-se valores dos coeficientes de pressão externa para $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$, isto é, o vento a solicitar a estrutura na direção X e Y respetivamente.

Quadro 8 - Coeficientes de pressão externa

	PAREDES				COBERTURA DE QUATRO VERTENTES											
	A	B	D	E	F		G		H		I	J	K	L	M	N
$\theta = 0^\circ$ h/d=0,45	-1,2	-0,8	0,8	-0,4	-0,5	+0,5	-0,5	+0,7	-0,2	0,4	-0,4	-0,7	-0,5	-1,4	-0,8	-0,2
$\theta = 90^\circ$ h/d=0,17	-1,2	-0,8	0,8	-0,4												

O coeficiente de pressão interior não foi tido em conta por não ser aplicável nesta estrutura, dado não possuir grandes aberturas.

Finalmente, os resultados das pressões externas de cada zona são apresentados no Quadro 9.

Pressão externa:

$We = qp(z) \cdot cpe$, em kN/m^2 (EC 1-4, Eq. 5.1)

Quadro 9 - Resultados das pressões externas

	PAREDES				COBERTURA DE 4 VERTENTES											
	A	B	D	E	F		G		H		I	J	K	L	M	N
$\theta = 0^\circ$ h/d=0,45	-1,11	-0,74	0,74	-0,37	-0,46	+0,46	-0,46	+0,65	-0,19	+0,37	-0,37	-0,65	-0,46	-1,3	-0,74	-0,19
$\theta = 90^\circ$ h/d=0,17	-1,11	-0,8	0,74	-0,37												

5.7.4. AÇÃO SÍSMICA

Para a análise da ação sísmica foram modeladas as paredes de alvenaria onde o edifício apoia, usando um modelo simplificado de casca, tal como se ilustra na Figura 58. Isto permite que a análise seja mais precisa comparativamente à aplicação direta da ação sísmica na base do edifício de madeira, dado ter em conta, mesmo que de uma forma simplificada, a possibilidade de ocorrência de fenómenos amplificação da ação sísmica através das paredes. Ainda assim, o modelo adotado enferma pela não calibração das propriedades do corpo inferior para as características dinâmicas de comportamento do edifício no local, nomeadamente através da aplicação de técnicas de identificação dinâmica.

O edifício está localizado em Portugal Continental nas zonas sísmicas 1.6 ($a_{gr} = 0,35 \text{ m/s}^2$) e 2.5 ($a_{gr} = 0,8 \text{ m/s}^2$) para sismos do tipo 1 e 2 respetivamente. Trata-se de um edifício de categoria II, logo $a_g = a_{gr}$. Relativamente ao coeficiente de comportamento, adotou-se o valor conservativo $q=1$.

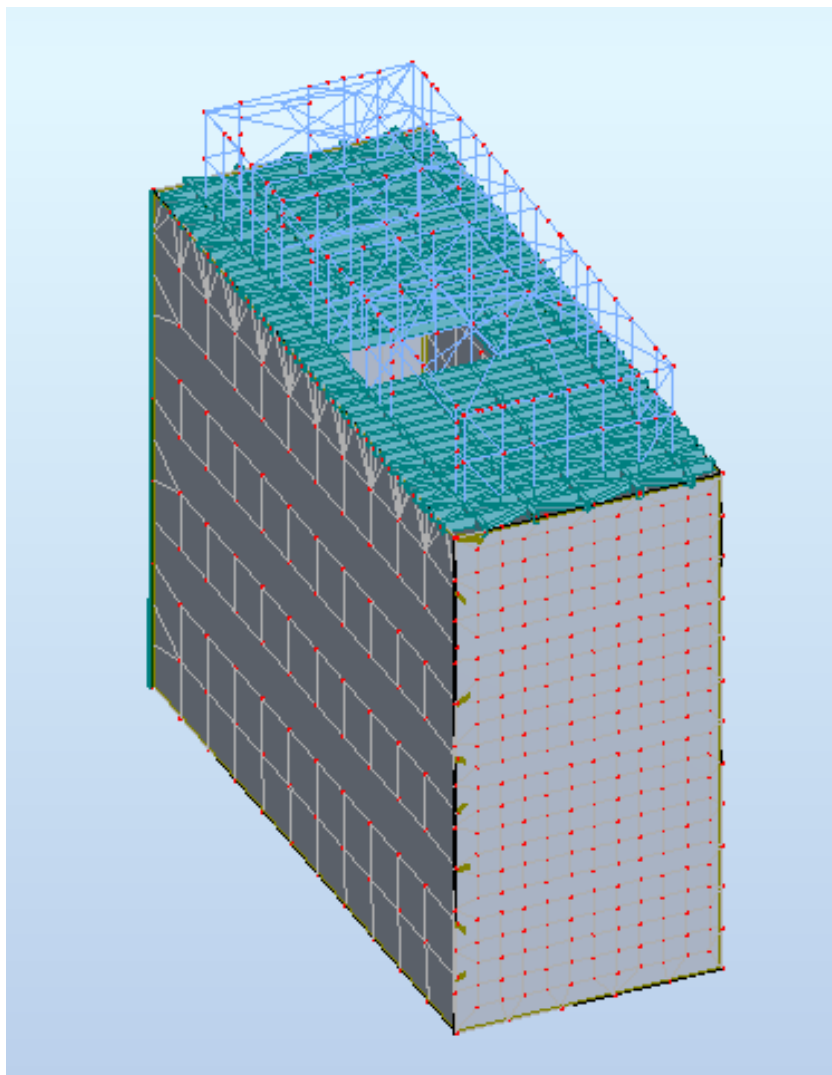


Figura 58 - Modelo utilizado na simulação da ação sísmica na estrutura

5.7.5. COMBINAÇÕES

O Quadro 10 apresenta todas as ações consideradas na estrutura, bem como os seus coeficientes e fatores. O Quadro 11 explicita todas as combinações usadas na análise aos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS). É ainda de referir que nesta análise foi considerada a Classe de Serviço 1 ($T=20^{\circ}\text{C}$, $HR>65\%$ em poucas semanas por ano), dado que nenhum elemento se supõe diretamente exposto ao ambiente exterior.

Quadro 10 - Ações consideradas no cálculo

Ações	Duração	γ_G	γ_Q	Ψ_0	Ψ_2
Gk	Permanente	1,35/1	-	1	-
Qk1 (sobrecarga na laje)	Curta duração	-	1,5	0,6	0,3
Qk2 (Sobrecarga na cobertura)	Instantânea	-	1,5	0,6	0,3
Qk3 (Vento X)	Instantânea	-	1,5	0,6	0
Qk4 (Vento Y)	Instantânea	-	1,5	0,6	0
Qk5 (Sismo)	Instantânea	-	-	-	-

Quadro 11 – Combinações usadas no cálculo

Estados limite		Combinações	Kmod	
			C24	G28C
ELU	Ações permanentes	$\gamma_G G_K$	0,6	0,6
	Ação base Sobrecarga na laje	$\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k1} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k2} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k3} + \Psi_0 Q_{k4}$	0,9	0,9
	Ação base Sobrecarga na cobertura	$\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k2} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k1} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k3} + \Psi_0 Q_{k4}$	1,1	1,1
	Ação base Sobrecarga Vento X	$\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k3} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k2} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k1} + \Psi_0 Q_{k4}$	1,1	1,1
	Ação base Sobrecarga Vento Y	$\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k4} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k2} + \Psi_0 \gamma_Q Q_{k1} + \Psi_0 Q_{k3}$	1,1	1,1
	Ação sísmica	$G_K + E + Q_{k1} \cdot \Psi_2 + Q_{k2} \cdot \Psi_2 + Q_{k3} \cdot \Psi_2 + Q_{k4} \cdot \Psi_2$	1,1	1,1
	Fogo	$\gamma_G G_K + \sum \Psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	1,1	1,1
ELS	Combinação característica	$G_K + Q_{k1} + Q_{k2} + Q_{k3} + Q_{k4}$	0,9	0,9
	Combinação permanente	$G_K + Q_{k1} \Psi_2 + Q_{k2} \Psi_2 + Q_{k3} \Psi_2 + Q_{k4} \Psi_2$	0,6	0,6

5.8. DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

5.8.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O Quadro 12 apresenta os resultados do dimensionamento de todos os elementos da cobertura assim como os esforços condicionantes para o ELU.

Quadro 12 - Quadro resumo dos resultados do dimensionamento ao ELU.

Elemento	Secção (hxb) (cm)	Material	Esforços (em KN e KN.m)
Cumieira	16x8	Pinho C24	N=2; M=1,45
Perna	16x8	Pinho C24	N=-18; M=0,6
Linha	16x8	Pinho C24	N=+16
Pendural	16x8	Pinho C24	N=+15
Escoras	8x8	Pinho C24	N=-9
Madres	16x8	Pinho C24	N=-7; V=2; M=0,6 N=-1,8; V=3,7; M=1,8
Frechal	16x8	Pinho C24	N=9; V=2; My=1,3

De seguida apresentam-se as verificações de segurança para os elementos mais solicitados.

Verificação de segurança das madres ao corte e flexão composta:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{c,0,k} = 16,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{m,k} = 14,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{v,k} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{7000}{160 \cdot 80} = 0,55 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 2000}{160^2 \cdot 80} = 6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{V}{bh \cdot k_{cr}} = 0,54 \text{ MPa} < f_{v,d}$$

(EC 5, Eq. 6.13)

K_{cr}=0,67 (EC 5 1-1, Eq. 6.13 (a))

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_y} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d,y}} = 0,5 < 1$$

(EC 5, Eq. 4.1)

O fator K_y foi calculado conforme 6.3.2 do EC5.
 $K_y = 0,43$

Verificação de segurança das pernas à flexão composta: (EC 5, Eq. 6.23)

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{18000}{160 \cdot 80} = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 800}{160^2 \cdot 80} = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

Dado que temos compressão este membro é necessário proceder à verificação de estabilidade à encurvadura. Apenas se vai realizar esta verificação para a direção y visto que na direção z as pernas encontram-se ligadas as madres, fazendo que o bambeamento não aconteça nessa direção.

$$\lambda_y = 35,75; \lambda_{rel,y} = 0,606 \text{ (EC5, Eq. 6.21)}$$

$$k_y = 0,6 \text{ (EC5, Eq. 6.27)}$$

$$k_{cy} = 0,8 \text{ (EC5, Eq. 6.25)}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_{cy}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d,y}} = 0,6 < 1$$

Verificação de segurança das Linhas à tração: (EC 5, Eq. 6.1)

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{16000}{160 \cdot 80} = 1,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{1,250}{0,9 \cdot 14/1,3} = 0,13 < 1$$

5.8.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Em relação ao estudo da deformação da cobertura o elemento condicionante foi a linha.

O procedimento do cálculo foi conforme o a secção 7 do Eurocódigo 5.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \sum u_{fin,Qi} = 15,2mm = L/320$$

Onde,

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + K_{def}) = 5mm$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1}(1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) = 4mm$$

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi}(\psi_0 + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) = 3,5mm$$

O coeficiente K_{def} toma o valor de 0,6 de acordo com a tabela 3.2 do EC5.

Limite regulamentar: (EC 5, tabela 7.2)

$$L/300 > L/320$$

5.8.3. LIGAÇÕES

5.8.3.1. LIGAÇÃO PERNA-LINHA

Para a execução desta ligação vai se executar um entalhe na linha como apresentado na Figura 59. Ainda vai ser acrescentado um parafuso de modo a compensar um possível efeito de inversão de esforços.

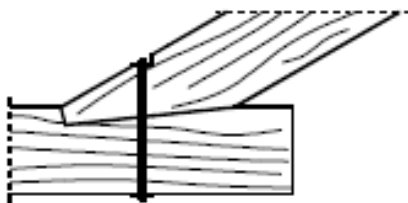


Figura 59 – Pormenor do entalhe da ligação perna-linha (Varum, 2006)

Para o cálculo desta ligação vão ser usados os esforços internos resultantes da combinação ação base sobrecarga da cobertura apresentados no Quadro 13. No cálculo desta foi considerado que o único esforço relevante que absorve é o esforço axial proveniente da perna. Na Figura 60 comprova-se que, embora a ligação tenha sido modelada como rígida, o momento absorvido é residual.

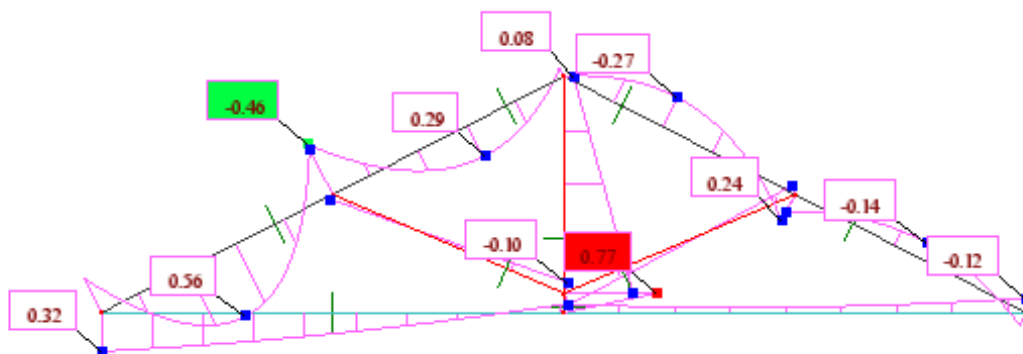


Figura 60 - Diagrama de momentos da asna, na combinação ação base vento em X do ELU

Primeiramente é necessário determinar a profundidade do entalhe, t_v . Visto que o EC5 não estipula regras para esta ligação foram analisadas duas normas, uma suíça (SIA 265 de 2012) e outra holandesa (NEN 6760 de 2005) e chegou-se à conclusão que todas concordam que para um β de 27° , t_v deve tomar um valor de um quarto da altura da linha, tal como se indica no Quadro 13.

Cálculo da profundidade do entalhe: $t_v = 160/4 = 40\text{mm}$, comum para todos as normas

Quadro 13 - Regras para profundidade do entalhe conforme a norma SIA 265 e NEN 6760

SIA 265 (2012)	NEN 6760 (2005)
Para $\beta < 50^\circ$ <ul style="list-style-type: none"> $t_v < \frac{h_2}{4}$ 	Para $\beta < 50^\circ$ <ul style="list-style-type: none"> $t_v < \frac{h_2}{4}$
Legenda: t_v : profundidade do entalhe, h_2 á altura da linha; β ângulo formado entre as linhas centrais dos elementos que constituem a ligação.	

De seguida é executado o cálculo do comprimento do talão, onde novamente foram respeitadas as duas normas referenciadas anteriormente. Este comprimento garante que o talão tem uma resistência ao corte satisfatória.

Comprimento do talão: A solução $l_{v1} = 250\text{mm}$ obedece as normas apresentadas no Quadro 14.

Quadro 14 - Regras para o comprimento do talão conforme a norma SIA 265 e NEN 6760

NEN 6760 (2005)	SIA 265 (2012)
$l_{v1} > 6 \cdot t_{v1}$	$l_{v1} > 150\text{mm}$

Verificação da segurança:

Na verificação de segurança para esta ligação foi usado o método do Anexo Nacional Holandês do Eurocódigo 5 apresentado na Figura 60. Este método baseia-se numa abordagem simplificada que assume que a força de compressão é igualmente distribuída entre a projeção horizontal e vertical das superfícies de contacto. Assim sendo, as tensões de compressão são igualmente distribuídas ao longo das áreas $(b \times t_v)$ e $(b \times e)$ e atuam sobre a profundidade e o comprimento do entalhe.

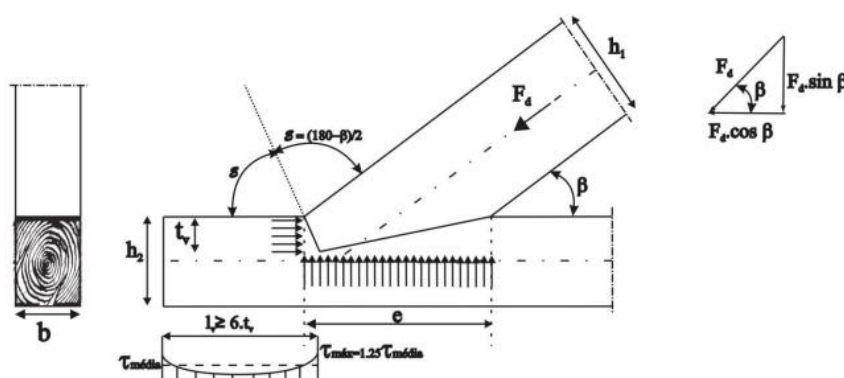


Figura 61 - Esquema de distribuição das forças, segundo Anexo Nacional Holandês do EC5.

No Quadro 15 apresentam-se as verificações de segurança estipulas por esta norma para um

$Fd = 18 \text{ kN}$ e para a seguinte geometria da ligação:

- $\beta = 27^\circ$;
- $b = 80 \text{ mm}$;
- $e = 200 \text{ mm}$;
- $lv = 250 \text{ mm}$;
- $tv = 40 \text{ mm}$.

Quadro 15 - Equações de dimensionamento do dente simples e duplo, segundo Anexo Nacional

Holandês do EC5 (NEN-EN 1995-1-1, 2013).

	Dente simples	Resultado
Verificação à compressão do dente	$\frac{F \cdot \cos\beta}{b \cdot tv} < f_{c,0,d}$	$4 \text{ MPa} < 14,5 \text{ MPa}$
Verificação à compressão da superfície da linha	$\frac{F \cdot \sin\beta}{b \cdot e} < f_{c,90,d}$	$0,3 \text{ MPa} < 1,73 \text{ MPa}$
Verificação ao corte do talão	$\frac{F \cdot \cos\beta}{b \cdot lv} < 0,8 f_{v,d}$	$0,6 \text{ MPa} < 1,4 \text{ MPa}$

A geometria da ligação pode ser consultada no Anexo A2 deste documento.

5.8.3.2. LIGAÇÃO PERNA-PENDURAL

A ligação entre estes dois elementos vai ser executada através de uma chapa metálica de 8mm de espessura aparafusada. Como é possível observar na Figura 60, esta ligação só vai absorver esforços axiais. A geometria da ligação pode ser consultada no Anexo A2 deste documento.

Procedimento de cálculo:

Propriedades da Madeira e dos Parafusos:

Parafusos de Porca M 20 (Classe 4.6);

$$f_{uk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

Espessura da Chapa = 8 mm

$$\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3 \text{ (Peso Específico da Madeira)}$$

Determinação do Momento Plástico: (EC 5, 8.5.1.1 (1))

$$M_{yrk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 289640 \text{ Nmm} \text{ (EC 5, Eq. 8.30)}$$

Determinação da Resistência ao Esmagamento Localizado: (EC 5, 8.5.1.1 (2))

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k = 22,96 \text{ MPa (EC 5, Eq. 8.32)}$$

Determinação da Resistência ao Corte do Parafuso: (EC 5, 8.2.3 (1))

Espessura da chapa $< 0,5d \rightarrow$ EC5 Expressão 8.12

$$F_{v,rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 41,33 \text{ KN} \\ 1,15 \sqrt{2 \cdot M_{yk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} = 18,76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Determinação da Resistência ao Esmagamento da Chapa: (EC 5, 8.2.3(2))

$$F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot \frac{f_u}{1,25} \cdot d \cdot t = 106,24 \text{ KN } x(2 \text{ chapas})$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,83$$

Dimensionamento do Número de parafusos:

$$n = \frac{F_{sd}}{F_{v,rd}} = 2 \text{ Parafusos; (} F_{v,rd} \text{ atende à expressão 2.14 do EC5)}$$

Dimensionamento da Geometria da Ligação: (EC5, 8.5.1.1 (3))

Tabela 8.4 do EC5

$$a_1 = (4 + |\cos \alpha|)d = 100 \text{ mm}$$

Verificação da Segurança na direção do Fio: (EC5, 8.1.2 (4))

$$F_{v,ef,rk} = n_{ef} \cdot F_{v,rk} = 27,60 \text{ KN (EC 5, Eq. 8.1)}$$

$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} = 1,47 \text{ (EC 5, Eq. 8.34)}$$

$F_{v,ef,rd} = n_{ef} \cdot f_{v,rk} = 25,45 \text{ KN} > 18 \text{ KN}$
--

5.8.3.3. LIGAÇÃO PENDURAL-ESCORA-LINHA

A solução desta ligação é idêntica à calculada anteriormente. Posto isto não ver ser apresentado o cálculo. O esquema desta ligação esta apresentada no Anexo A2.

5.8.3.4. LIGAÇÃO ESCORA-PERNA

Para se obter uma solução mais uniforme na estrutura vai -se adotar uma solução idêntica às apresentadas anteriormente. Porque, os esforços desta ligação são inferiores a verificação de segurança não vai ser apresentada.

5.8.3.5. LIGAÇÃO DOS RINCÕES

Estes quatro elementos vão ser entalhados de forma a encaixarem e criarem uma base horizontal para a cumieira assentar como ilustrado na figura. Para garantir a estabilidade da ligação destes quatro elementos vão ser colocadas chapas metálicas de 8mm de espessura que vão ser aparafusadas usando parafusos do, modelo LAG08035, aos elementos conforme a Figura 62.

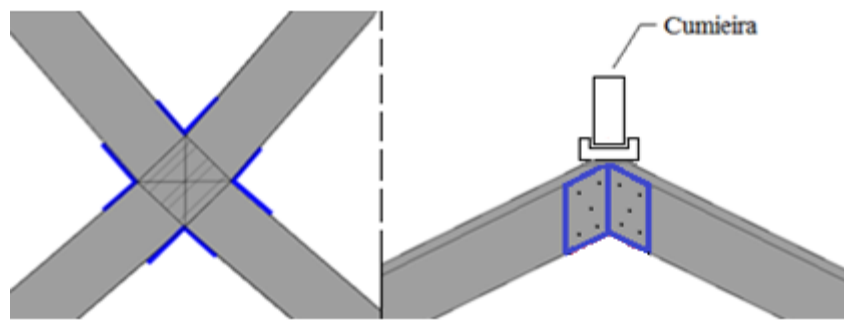


Figura 62 - Ilustração da ligação dos quatro rincões (à esquerda vista em planta, e à direita vista frontal)

5.9. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES E PAREDES

5.9.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A combinação de ações condicionante ao dimensionamento dos pilares é apresentada no Quadro 16.

Quadro 16 - Resultados do dimensionamento dos pilares

Elemento	Secção (cm)	Material	Esforços
Pilar	8x8	Pinho C24	N=40 kN; V=1,8 kN; M=1 kN.m

Verificação à Flexão composta:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_y} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d,y}} = 0,78 < 1$$

(EC 5, Eq. 6.23)

Com $K_y=0,48$ calculado conforme 6.32 do EC5.

Verificação ao corte:

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{V}{bh \cdot k_{cr}} = 0,4 \text{ MPa} < f_{v,d}$$

5.9.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A deformação horizontal para a combinação característica com ação base vento na direção X está apresentada na Figura 63 e obteve um valor de 3,5mm.

Deformação final:

$$u_{fin,Q3} = u_{inst,Q3}(1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) = 3,5 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,9) = 5,7 \text{ mm} = L/550$$

Limite regulamentar (de acordo com 9.2.5.3 (2) do EC5 1-1)

$$L/550 < L/50$$

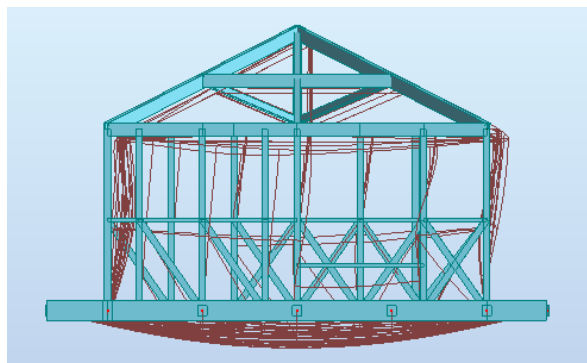


Figura 63 – Deformada da estrutura quando solicitada pela ação do vento na direção X.

5.9.3. LIGAÇÕES

5.9.3.1. LIGAÇÃO PILAR VIGA DE CHÃO

Os pilares foram modelados como encastrados em ambas extremidades, dado que estes elementos juntamente com outros elementos de contraventamento vão fornecer rigidez horizontal à estrutura. Para se conseguir este efeito foram usados dois tipos de ligações que se encontram ilustradas na Figura 64.

- Duas chapas metálicas no interior e exterior do pilar (modelo NP15/60/200) que vão ser aparafusadas à viga de chão e aos pilares (usando parafusos do modelo CSA Ø5,0 x 35 mm);
- Dois esquadros reforçados na direção ortogonal à anterior (modelo E6/2,5) como apresentado, usando pregos canelados eletrozincados (modelo CNA4.0x35).

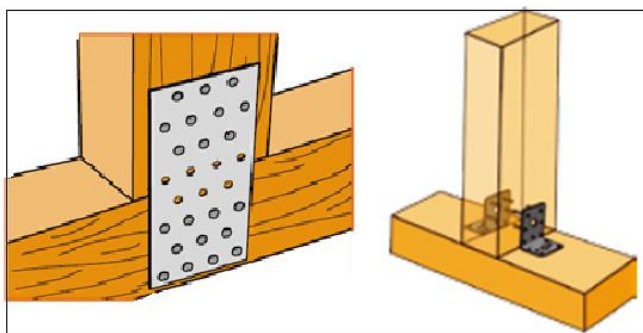


Figura 64 – Representação da ligação dos pilares com a viga de chão

5.9.3.2. LIGAÇÃO VIGA DE CHÃO VIGAS DE PISO

A fixação da viga de chão às vigas de piso vai ser executada através dos mesmos esquadros apresentados anteriormente. Sendo que o valores característico da resistência ao corte do sistema é de 7,6kN (conforme o catálogo da Simpson), e que o valor de cálculo da força horizontal que acuta sobre a parede de maior comprimento é de 52kN, tem-se que:

$$F_{v,rd,ef} = 7,6 \cdot \frac{0,9}{1,3} \cdot 35 = 184kN \gg 52kN$$

5.10. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PAVIMENTO

5.10.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para o cálculo ao estado limite último foram usadas as combinações apresentadas no Quadro 17.

Quadro 17 - Resultados do dimensionamento da vigas do pavimento

Elemento	Secção (cm)	Material	Esforços
Vigas da laje piso	26x12//40	GL28c	N=14kN; V=20kN My=14kN.m

Verificação de segurança à flexão composta:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{c,0,k} = \frac{0,9 \cdot 24}{1,25} = 17,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{m,k} = \frac{0,9 \cdot 28}{1,25} = 20,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{14000}{260 \cdot 120} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot 14}{260^2 \cdot 120} = 10,4 \text{ N/mm}^2$$

$K_y = 0,53$, calculado conforme a secção 6.32 do EC5.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \cdot k_y} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0,65 < 1$$

Verificação de segurança ao corte:

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot f_{v,k} = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{V}{bh} = 0,941 < 1,73 \text{ Mpa}$$

5.10.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O procedimento de cálculo para a deformação das vigas da laje de piso é análogo ao apresentado anteriormente. Na Figura 65 é apresentada a deformada final da estrutura.

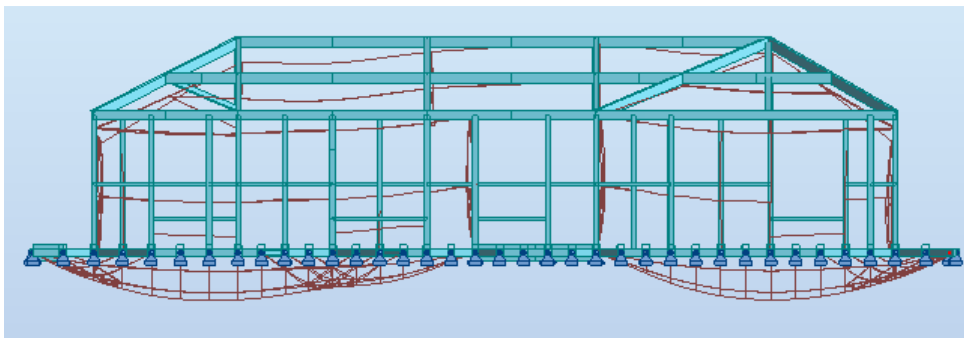


Figura 65 - Representação da deformada da laje de piso

Cálculo da deformada:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \sum u_{fin,Qi} = 15,36 + 6,4 + 1,5 = 23,2mm$$

Onde,

$$u_{inst,G} = \frac{14}{2 \cdot K_{ser}} + 8 = 9,6mm, \text{ onde a primeira parcela corresponde ao escorregamento da ligação,}$$

que foi calculada conforme a secção 7 do EC5.

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + K_{def}) = 9,6 \cdot (1 + K_{def}) = 15,36mm$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1}(1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}) = 5,2 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,6) = 6,4mm$$

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi}(\Psi_0 + \Psi_{2,i} \cdot k_{def}) = 1,5mm$$

Limitação regulamentar do EC5 secção 7 para u_{fin} :

$$23,2mm = L/320$$

$$L/350 < 23,2 = L/320 < L/250$$

5.10.2.1 ESTADO LIMITE DE VIBRAÇÃO

O cálculo do estado limite de vibração foi executado conforme a secção 7.3 do EC5. As vigas devem ter uma secção equivalente em “T” para que o revestimento seja considerado nas propriedades geométricas, tal como exemplificado na Figura 66.

Neste estado limite devem ser obedecidas duas condições: a frequência deve ser superior a 8Hz e o limite da velocidade de impulso unitário deve ser respeitado.

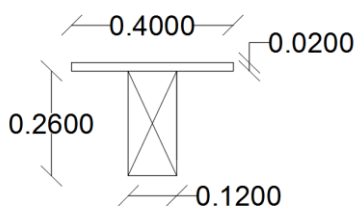


Figura 66 - Secção em “T” das vigas

Verificação do limite da frequência:

$$I_x = 1,44 \cdot 10^{-4} m^4; A = 0,0312 m^2; M = 35 Kg/m^2; EI = 1,46 \cdot 10^6 Nm^2/m$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = 8,4 Hz > 8Hz$$

(EC 5, Eq. 7.5) obedece a 7.3.3(2) do EC5

$$\frac{w}{F} = 2,8 \text{ mm} < a \text{ (EC 5, Eq. 7.3)}$$

Relação entre o parâmetro a e b é apresentada na Figura 67, em que para $a=3$ se obtém um $b=65$. Esta solução apresenta um comportamento medíocre em relação à vibração do piso. Este problema podia ser resolvido com um aumento da largura das vigas, ou usando um material com um módulo de elasticidade superior.

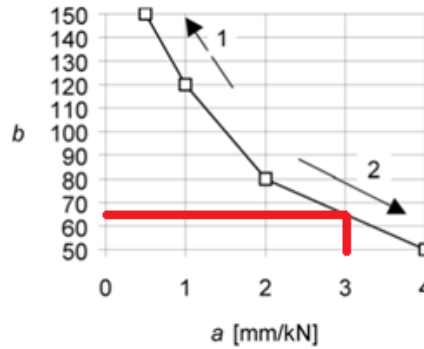


Figura 67 – Relação recomendada para a relação entre a e b

Verificação da velocidade de impulso unitário:

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right)^{0,25} = 25 \text{ (EC 5, Eq. 7.7)}$$

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{m \cdot B \cdot L + 200} = 0,020 \text{ m/s (EC 5, Eq. 7.6)}$$

$v \leq b^{(f_1^{\xi}-1)} = 0,0218 \text{ m/s} > 0,02$

(EC 5, Eq. 7.4)

5.10.3. LIGAÇÕES

5.10.3.1. LIGAÇÃO UPN-VIGA

Esta ligação vai ser executada usando um parafuso de porca de cabeça quadrada (modelo BSH 20/200), apresentado na Figura 68, que vai ligar a viga de madeira lamelada a duas chapas metálicas de 10mm de espessura que por sua vez vão estar soldadas ao perfil metálico para ligar os banzos. O esquema desta ligação é ilustrado na Figura 69.

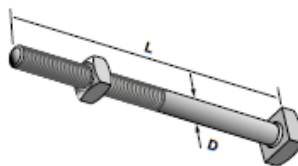


Figura 68 - Parafuo de cabeça quadrada (modelo BSH)

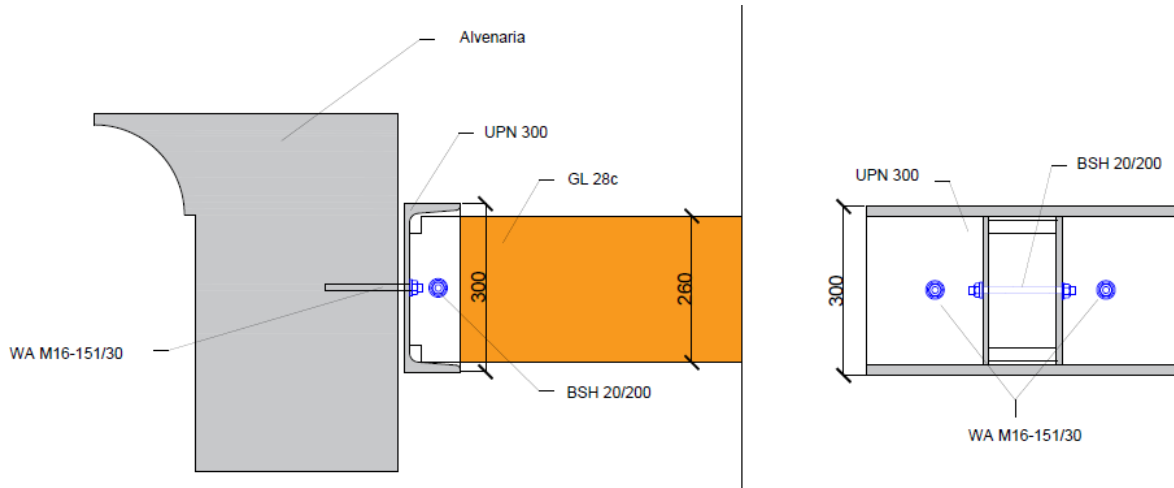


Figura 69 - Ligação UPN-Viga e UPN-Alvenaria (corte longitudinal à esquerda, e corte transversal à direita)

Procedimento de cálculo: De acordo com o EC5 8.2.3 Ligações Aço-Madeira

$V = 20\text{kN} = 10\text{kN/Plano de Corte}$

$$F_{v, rk, g} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot f_{i, 2, k} \cdot t_2 \cdot d \\ 1,15 \sqrt{2 \cdot M_{yrk} \cdot f_{h2k} \cdot d} \end{array} \right. = 21,7 \text{ kN/plano}, \text{ (EC 5, Eq. 8.12)}$$

$$M_{yrk} = 347569 \text{ N.mm}$$

$$f_{h2k} = 25,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v, rd} = n \cdot k_{mod} \cdot \frac{21,7}{1,3} = 15 \text{ kN/plano de corte} > 10 \text{ kN/plano de corte}$$

A geometria da ligação pode ser consultada no Anexo A2 deste trabalho.

5.10.3.2. LIGAÇÃO UPN-ALVENARIA

Esta ligação, apresentada na Figura 70, vai ser executada através de dois pernos de ancoragem (modelo WA M16 151/30) por viga. Estes pernos absorvem esforços de tração e corte.

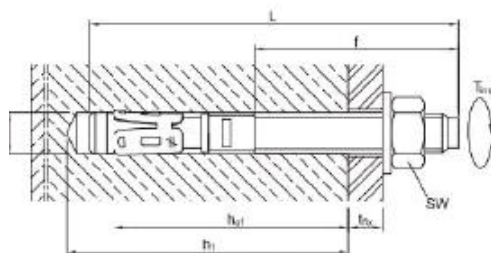


Figura 70 - Perno de ancoragem

O Quadro 18 apresenta as características mecânicas relevantes deste ligador. É ainda de referir que para as capacidades resistentes da alvenaria usaram-se valores de um betão C20/25 fissurado.

Quadro 18 - Propriedades mecânicas de um WAM16

Propriedades mecânicas de um WA M16	
Carga admissível ao corte em betão fissurado (C20/25)	26,9 kN
Carga admissível à tração em betão fissurado (C20/25)	17,2 kN
Profundidade de ancoragem	80 mm
Distância entre-eixos	240 mm
Espessura mínima do suporte	160 mm
Coeficiente parcial de ações	1,4

De seguida, vai-se fazer a verificação ao corte e tração deste ligador:

Verificação de segurança ao corte:

$$f_{v,rd} = 2 \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_f} = \frac{2 \cdot 26,9}{1,4} = 38,1 \text{ kN} > 20 \text{ kN}$$

Verificação de segurança à tração:

$$f_{t,rd} = 2 \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_f} = \frac{2 \cdot 17,2}{1,4} = 24,6 \text{ kN} > 14 \text{ kN}$$

5.10.3.3. LIGAÇÃO VIGAMENTO PRINCIPAL-TARUGOS

Os tarugos são elementos que têm como função a uniformização das tensão e controlo de deformação do pavimento, são por norma elementos de secção reduzida como exemplificado na Figura 71. Nesta obra vão ser usados elementos de secção 12x10 cm espaçados de 1,20m. A ligação entre as vigas e os tarugos vai ser executada usando suportes de abas exteriores (modelo SAEL300/100/2) como mostrado na Figura 72.



Figura 71 - Sistema do vigamento do piso

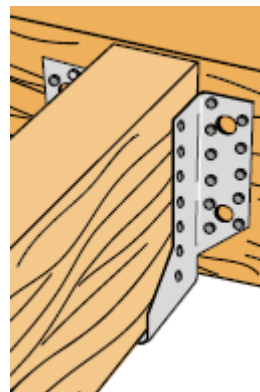


Figura 72 - Ligação tarugo-viga

5.10.3.4. ANCORAGEM DOS BLOCOS NA ALVENARIA

Como referido anteriormente, a alvenaria em pedra é sensível a esforços horizontais (corte horizontal e tração). Para minimizar o impacto destes esforços, considerou-se um sistema de pregagem da alvenaria na direção vertical na zona do coroamento através de um sistema de ancoragem, de modo a garantir uma boa ligação entre os blocos de pedra da alvenaria. Este sistema apresenta-se exemplificado nas Figura 73 e 74.

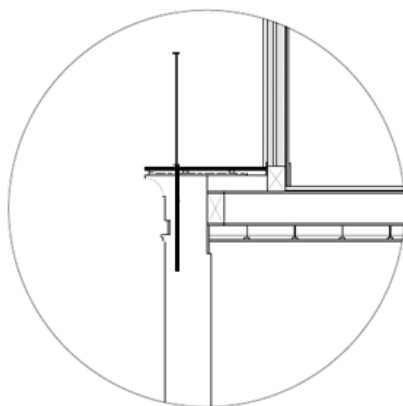


Figura 73 - Aplicação do sistema de ancoragem na alvenaria

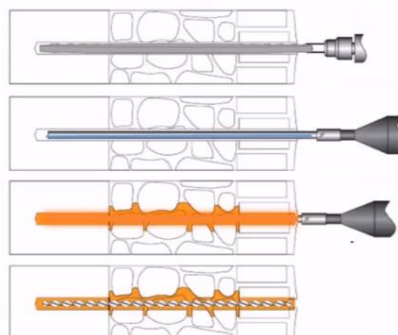


Figura 74 - Sistema de ancoragem para alvenarias (Stati-Cal)

5.11. RESISTÊNCIA AO FOGO

O cálculo da resistência ao fogo devia ser aplicado a toda a estrutura, mas para evitar a repetição do cálculo apenas se vai realizar a verificação para as vigas da laje de piso, sendo que o cálculo é análogo para os restantes elementos. O método escolhido para o cálculo da resistência ao fogo foi o da secção transversal efetiva segundo o EC5 parte 1-2 secção 4.2.2.

É de referir que o teto do piso dois do edifício é constituído por gesso cartonado, que vai ser um elemento que tem características de isolamento térmico segundo 3.4.3.3 (2) do EC5 1-2.

O fator de modificação utilizado, para a situação de incêndio é segundo, o ponto 4.2.2. (5), igual à unidade.

Posto isto, vai ser calculada a resistência ao fogo com o método da secção transversal efetiva com exposição em 3 lados, já que existe uma camada de gesso cartonado com 20mm de espessura a proteger as vigas na face interior. Portanto está-se a simular um incêndio no piso 2 que poderá provocar o colapso do sistema de vigamento do piso recuado.

Procedimento de cálculo:

- **Tempo de carbonização**

Primeiramente é necessário determinar o tempo de carbonização, t_{char} , que para este caso vai ser igual ao tempo de incêndio segundo 3.4.3.4 do EC5 1-2.

$$t_{char} = 2,8 \text{ hp} - 14 = 42 \text{ min (EC 5 1-2, Eq. 3.11)}$$

- **Profundidade de carbonização nominal**

$d_{char} = \beta_n \cdot t_{char} = 0,7 \cdot 42 = 29,4 \text{ mm}$, em que β_n , é obtido através da tabela 3.1 do EC 5 parte 1-2.

- **Profundidade de carbonização efetiva**

$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 = 0,7 \cdot 42 + 1 \cdot 7 = 36 \text{ mm}$, em que k_0 obtém-se da tabela 4.1 do EC5 parte 1-2 e d_0 tem o valor constante de 7mm.

- **Secção transversal efetiva**

$$h_{final} = 260 - 36 = 224 \text{ mm}$$

$$b_{final} = 120 - 2 \cdot 36 = 48 \text{ mm}$$

- **Verificação de segurança ao Corte com secção efetiva:**

$$V = 8 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{V}{bh} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$f_{vdi} = k_{fi} \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = 1,15 \cdot \frac{2,7}{1} = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau}{f_{vdi} \cdot k_{cr}} = \frac{1,11}{3,11 \cdot 0,67} = 0,53 < 1$$

(EC 5 1-1, Eq. 6.13)

 $K_r=0,67$ (EC 5 1-1, Eq.6.13 (a))

- **Verificação de segurança à flexão com secção efetiva:**

Para a combinação da ação do fogo obteve-se um $M=10\text{kN.m}$

$$\sigma_{md} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = 24,9 \text{ MPa}$$

$$f_{mdi} = k_{fi} \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = 1,15 \cdot \frac{28}{1} = 32,2 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{mdi}} = \frac{24,9}{32,2} = 0,7 < 1$$

6

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo vão-se estudar algumas decisões tomadas na conceção da estrutura, tanto a nível estrutural como construtivo. O objetivo é perceber o impacto destas decisões no comportamento do sistema. Estes tipos de estudos são muito importantes nas estruturas de madeira, dada a particularidade do seu comportamento, nomeadamente no dimensionamento das ligações.

6.2. ANÁLISE 1: EFEITO DAS PAREDES DE OSB

Na modelação original o vento foi usado o método da área de influência, onde o vento era distribuído pelos pilares e paredes. Para analisar a precisão deste método simplificado modelou-se as paredes simulando as placas de OSB através de um elemento de casca, como apresentado na Figura 75, de modo a perceber a alteração do comportamento da estrutura. Esta análise permitiu concluir que a distribuição das cargas horizontais que solicitam a estrutura no caso da inclusão das cascas é mais uniforme, cerca de 30%, que o método anterior.

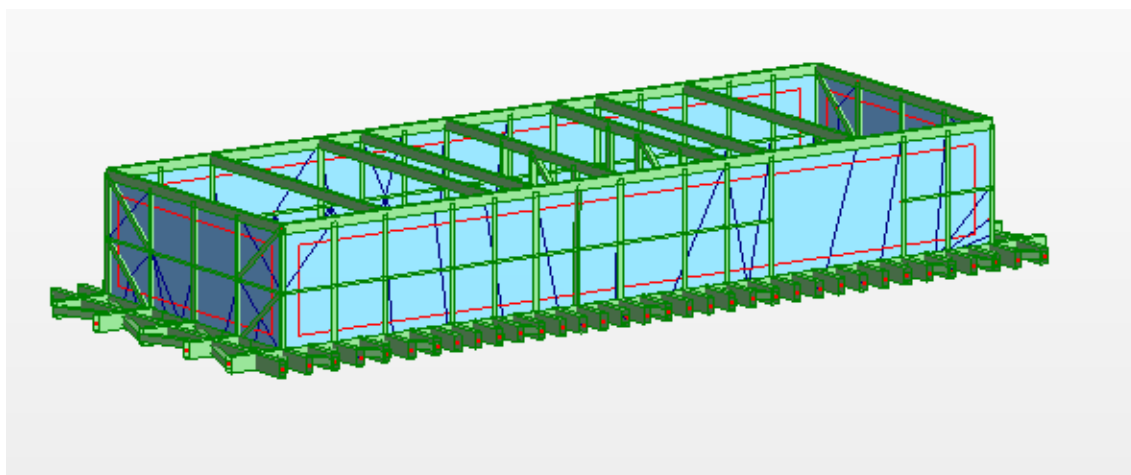


Figura 75 - Modelo global com inclusão das paredes de OSB

Daqui conclui-se que a modelação original, como esperado, é conservativa, visto ter uma capacidade de redistribuição dos esforços inferior à realidade, tanto para o dimensionamento dos pilares como para o cálculo da força horizontal atuante na alvenaria. No entanto, a modelação das paredes com elementos de casca é uma abordagem mais realista para a previsão do comportamento da estrutura.

6.3. ANÁLISE 2: LIGAÇÕES DA COBERTURA

As asnas de madeira foram modeladas considerando ligações articuladas, mas na realidade as ligações apresentam alguma rigidez. A rigidez destas ligações é diretamente dependente dos ligadores metálicos. Para estudar a influência deste efeito estudaram-se dois modelos, o modelo A com ligações articuladas, e o modelo B com ligações rígidas.

Na Figura 76 apresentam-se esboços dos diagramas de momento para o peso próprio de cada modelo.

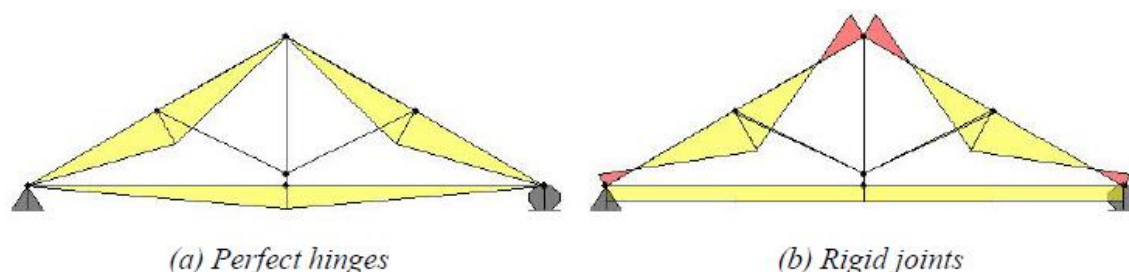


Figura 76 - Diagrama de momentos para o peso próprio do telhado (Piazza, 2006)

A Figura 77 mostra os esboços dos um diagramas de momentos para o efeito da neve de cada modelo.

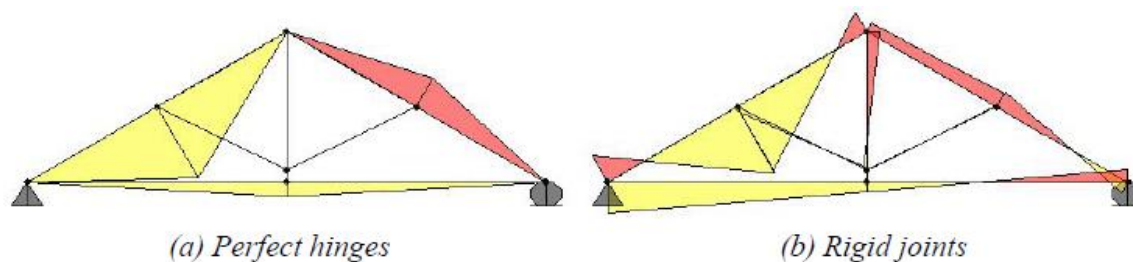


Figura 77 – Diagrama de momentos para a ação da neve (Piazza, 2006)

Através da análise das figuras mostrada acima, conclui-se que apenas para ações antissimétricas a rigidez das ligações tem efeito na distribuição de esforços da asna.

Isto acontece, pois, numa estrutura planar, como o caso da asna, quando as cargas atuantes são aplicadas nós, não criam esforços de flexão nos membros, logo a distribuição dos esforços só depende da geometria da estrutura.

6.4. ANÁLISE 3: LIGAÇÃO PENDURAL-LINHA

A ligação pendural-linha é uma incerteza comum na conceção estrutural da asna tradicional portuguesa. Em manuais antigos é sugerido que a linha e o pendural estejam desligados, de forma a que a linha esteja apenas suspensa no pendural. A Figura 78 exemplifica uma solução para que se consiga este efeito de suspensão da linha, através de braçadeiras metálicas aparafusadas que se ligam ao pendural através de uma ligação rotulada.

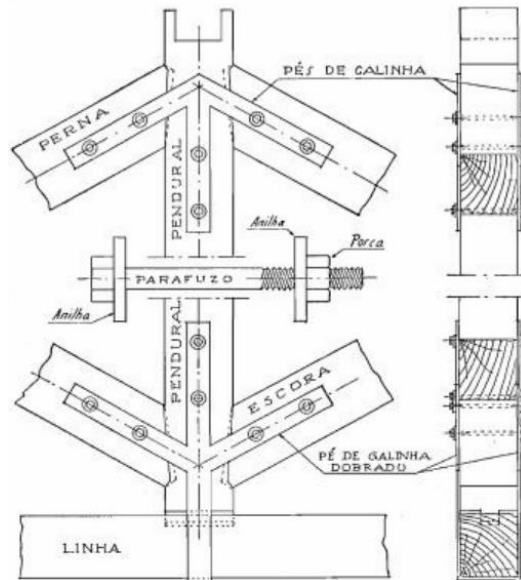


Figura 78 - Exemplificação de um método de suspensão da Linha (Costa, 1955)

Quando existe suspensão da linha, a deformação deste elemento é reduzida e o bambeamento é prevenido. A Figura 79 mostra o diagrama de momentos das duas alternativas, e consegue assim perceber o porquê de a deformação ser distinta nestes dois casos.

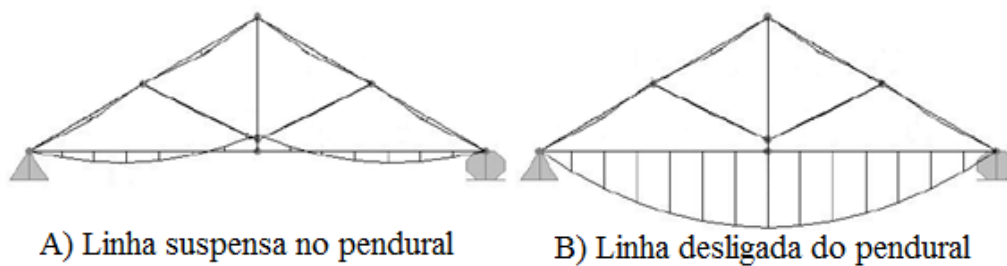


Figura 79 - Diagrama de momentos fletores para o caso da linha suspensa no pendural (A) e a linha desligada do pendural (B). (Piazza, 2006)

Em alguns casos é comum que a linha esteja aparafusada ao pendural, isto faz com que a ligação seja mais rígida do que a estudada anteriormente. A principal consequência desta alternativa consiste nos esforços de corte adicionais que são criados no pendural e na linha. Em contrapartida, os esforços de corte nas pernas são superiores no caso do pendural desligado. Este facto é perceptível na Figura 80, onde é comparado o diagrama de esforços de corte nos dois casos.

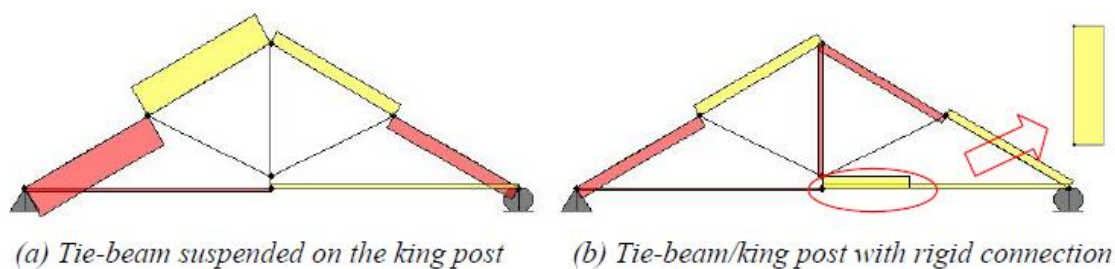


Figura 80 - Diagrama de corte para a ação da neve (Piazza, 2006)

Finalmente chega-se à conclusão que a solução ideal é a suspensão da linha no pendural, deste modo o pendural só está submetido a esforços axiais, a deformação da linha é controlada e existem menos esforços de corte.

6.5. ANÁLISE 4: CROSS LAMINATED TIMBER

Foi estudada a alternativa do uso de CLT na laje de piso em vez do sistema de vigas de Glulam, exemplificada na Figura 81. Esta solução não foi utilizada porque a arquitetura apenas permite 30cm de espessura para o sistema estrutural da laje e esta solução exige uma espessura maior. Outro fator que torna esta solução pouco atraente é o custo do material, que comparativamente ao sistema de vigas é consideravelmente mais dispendioso.



Figura 81 – Laje de CLT

6.6. ANÁLISE 5: COROAMENTO

Nesta obra como sistema de coroamento foi usado um perfil UPN, embora durante o período de conceção da estrutura tenha surgido outro método interessante. Este método consistia numa viga de betão armado cavada dentro da alvenaria, como exemplificado na Figura 82. Esta solução permite uma boa uniformização dos esforços resultantes das vigas do pavimento sobre a parede de alvenaria. Este método não foi escolhido, não só porque o seu processo construtivo implicaria um corte na pedra, como apresentado na Figura 83, causando fragilidades na alvenaria, como a sua rigidez é incompatível com a maior flexibilidade da alvenaria, podendo potenciar o aparecimento de danos localizados nas paredes, em particular quando solicitadas por ações horizontais.

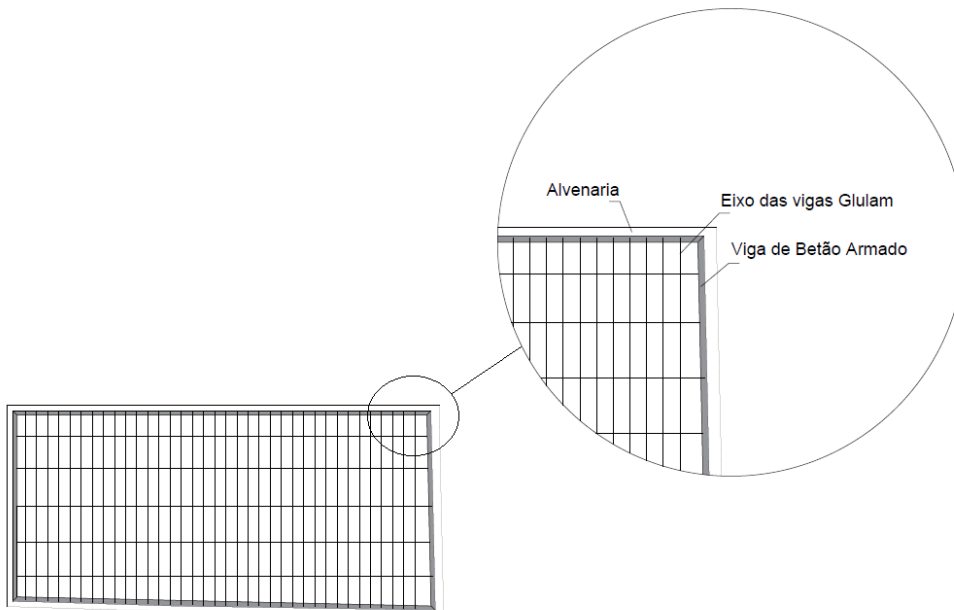


Figura 82 – Pormenorização do coroamento através de uma viga de betão armado

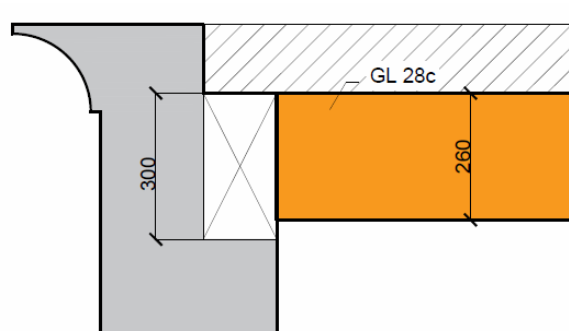


Figura 83 – Pormenorização do corte na alvenaria

6.7. ANÁLISE 6: LAJE DE PISO

6.7.1. LIGAÇÃO DAS VIGAS PRINCIPAIS AOS TARUGOS

Durante o período de modelação tentaram-se duas opções para as dimensões dos tarugos: uma onde estes tinham uma secção igual ao das vigas principais e outra onde tinham uma dimensão menor. Optou-se por usar tarugos de menor dimensão (12x10 cm), pois se estes apresentarem uma rigidez á flexão próxima ao sistema de vigamento principal, provocam esforços de torção nas vigas que condicionam o dimensionamento. Também é de referir que estes tarugos devem ser ligados ao topo das vigas principais de modo a evitar a instabilidade destas para fora do seu plano, tal como exemplificado na Figura 71.

6.7.2. LIGAÇÃO AO UPN-VIGAS GLULAM

A ligação entre o UPN e o vigamento principal foi executada de forma articulada. Na conceção estrutural foi tida em conta a opção de tornar esta ligação rígida, a vantagem desta opção consiste no controlo de deformação da laje. Esta opção não foi escolhida porque transmitia maiores esforços à alvenaria, nomeadamente esforços horizontais mesmo quando a solicitação no pavimento era apenas vertical.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS**7.1. CONCLUSÕES**

A realização de ampliações verticais de edifícios antigos é uma área com grande interesse, pelo grande impacto económico que esta solução apresenta. Este tipo de soluções são muito comuns nos centros das grandes cidades portuguesas, como o Porto e Lisboa, onde o preço por metro quadrado do terreno tem aumentado exponencialmente. Estas estruturas requerem uma análise cuidada do estado de conservação da alvenaria, dado que podem não se encontrar nas melhores condições para receber uma ampliação.

O trabalho envolvia o dimensionamento de uma ampliação vertical de um edifício antigo que se apoiaria nas paredes de alvenaria existentes. A ampliação é composta por um volume constituído por paredes apoiadas no pavimento e protegido por uma cobertura tradicional de 4 águas. Todo o volume foi executado integralmente em madeira e produtos derivados da madeira. Neste trabalho a estrutura foi modelada usando um modelo global de barras em 3D e um modelo de barras 2D para as asnas.

Durante o processo de conceção e modelação chegou-se à conclusão que, para o dimensionamento dos elementos verticais, (paredes e pilares) o aspeto condicionante foi a sua deformação em relação ao vento na direção perpendicular ao da maior fachada, visto que a sobrecarga na cobertura tem um valor reduzido e o sismo não tem grande efeito na estrutura, dada a reduzida massa da estrutura. Em relação ao pavimento, a solução de um sistema de vigas com ligações articuladas mostrou-se eficaz, pois conseguiu-se obedecer à espessura imposta no projeto de arquitetura e permitiu uma solução que reduz consideravelmente os esforços transmitidos à alvenaria, quando comparado com soluções alternativas. No que diz respeito ao seu dimensionamento, este foi condicionado por esforços de corte na zona da ligação com as paredes da ampliação (piso recuado). Para o dimensionamento da cobertura foram impostas limitações nas deformações dos frechais nas zonas onde se localizam as janelas, de forma a proteger estes elementos, tendo este sido o fator condicionante para o seu dimensionamento. Em relação às asnas, o elemento mais carregado foi a perna. O uso da asna simples tradicional para a execução da cobertura revelou-se uma boa decisão, por ser uma estrutura autoportante que consegue uma distribuição de esforços favorável, como resultado da sua geometria e do facto das madres aplicarem as cargas da cobertura diretamente nos nós pernas-escolas.

Um dos aspetos que foi alvo de maior atenção neste estudo foi a interação do novo pavimento com a alvenaria existente. Este fator é especialmente crítico quando o edifício recuado é solicitado pela ação do vento, havendo o transporte destas cargas através das paredes e pilares para o pavimento, que por sua vez descarrega na alvenaria. A forma como a carga proveniente do vento atinge a alvenaria deve ser o mais uniforme possível, evitando a concentração de cargas neste elemento, dada a sua maior fragilidade a ações horizontais para fora do seu plano, devendo evitar-se a concentração de forças em zonas

localizadas. Deste modo, é de salientar a importância de um sistema de estabilização para alvenaria, seja através de ancoragens verticais, como sugerido neste trabalho, seja através de outra técnica.

Outra grande conclusão obtida na realização deste trabalho foi a importância de uma boa relação entre o projeto de arquitetura e o de estruturas na execução de construções madeira, dadas as especificidades deste tipo de construções. Algumas limitações impostas pela arquitetura que podem ter impacto na qualidade do projeto de estruturas podem ser: o espaço reduzido para colocação dos elementos estruturais, como a espessura do pavimento, as dimensões dos pilares, ou o posicionamento dos vãos, ou outros elementos em locais críticos para o caminho de forças na estrutura.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A área da reabilitação de edifícios antigos, sobretudo nas estruturas com coberturas e pavimentos de madeira, reabilitou o uso deste material para fins estruturais em Portugal. Mas a generalização do uso da madeira como material estrutural em edifícios habitacionais, não será fácil de se conseguir, dado os receios que existem relativamente a sua falta de rigidez, elevada manutenção e potencial perigo em caso de incêndio.

Deste modo, prevê-se que nos próximos anos a construção em madeira centralize nas seguintes áreas:

- Madeira maciça na reabilitação e outras obras pequenas;
- Madeira lamelada na construção de estruturas de maior porte, sendo previsível um aumento do seu uso em geral devido as suas excelentes propriedades mecânicas.

O mesmo deverá acontecer em relação a outros produtos derivados da madeira, como o CLT (Cross Laminated Timber), o LVL (Laminated Veneer Lumber), ou vigas em I, dado os seus interessantes usos estruturais e o seu potencial arquitetónico.

Em relação ao caso específico das ampliações verticais de edifícios antigos em madeira, ou da integração da cobertura para espaço habitável (com ou sem demolição da cobertura), a execução destas obras deverá aumentar nos próximos anos pelas razões já referidas.

Trabalhos futuros neste âmbito poderão passar pelas seguintes áreas:

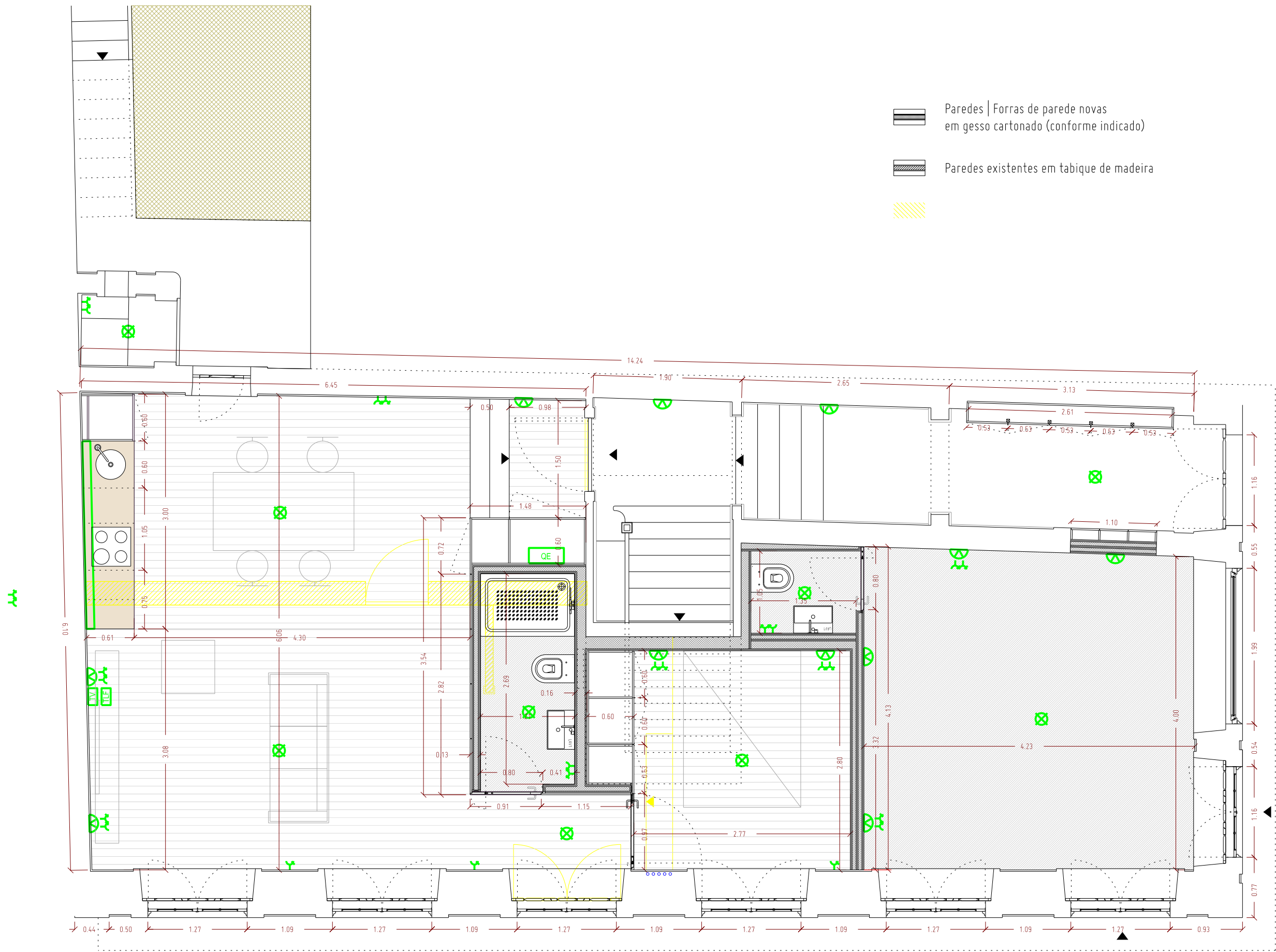
- Exploração de outras possíveis geometrias para as estruturas de cobertura;
- Execução de ampliações noutros materiais derivados da madeira, e a realização de diferentes soluções para as ligações, comparando-as com a solução adotada neste trabalho, de modo a determinar a solução mais eficiente e económica;
- Comparação da solução apresentada com uma solução em LSF (Light Steel Framing).

BIBLIOGRAFIA

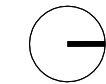
- BARBOSA, Sara (2015) - Reforço de ligações tradicionais de madeira. Universidade do Minho.
- BASTOS, João (2011) - Asnas Tradicionais de Madeira: Caracterização e Reforço. Universidade de Aveiro.
- BORGSTRÖM, Eric (2016) - Design of timber structures. SWEDISH WOOD.
- BRANCO, Paulo B. Lourenço; Jorge M. (2013) - Dos abrigos da pré-história aos edifícios de madeira do século XXI.
- BSI - Structural Timber-Grading Requirements for visual strength grading standard.
- - Structural Timber-Strength classes.
- - Structural Timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species.
- - Structural timber Grading-Requirements for machine strength graded timber and grading machines.
- CARVALHO, Albino (1996) - Madeiras Portuguesas.
- CEN, Comité Europeu de Normalização - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General -Structural fire design.
- - Eurocódigo 0 Parte 1-1 – Bases para o Dimensionamento.
- - Eurocódigo 1- Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- - Eurocódigo 1- Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento.
- - Eurocódigo 8 Parte 1 – Projeto de estrutura para a resistência a sismos.
- COSTA, F. Pereira da (1955) - Enciclopédia prática da construção civil.
- COUTINHO, Joana de Sousa (1999) - Madeiras. FEUP.
- FARIA, Amorim (2009) - Projecto de Estruturas em Madeira.
- FERREIRA, Sara (2015) - Reforço de ligações tradicionais de madeira.
- HELENA CRUZ, Lina Nunes (2012) - A Madeira como material de Construção. In Ciência e Engenharia dos Materiais de Construção. LNEC.
- IPQ - Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual.
- KUKLÍK, Petr (2008) - Handbook 1- Timber structures.
- MENDES, Paulo Miguel Ferreira de Castro (1994) - Ligações em Estrutura de Madeira. FEUP.
- PIAZZA, J. M. Branco; Paulo Cruz; Maurizio (2006) - Asnas de madeira. A importância da rigidez das ligações.
- PORTEOUS, Jack (2007) - Structural Timber Design to Eurocode 5. Blackwell Publishing.
- STRONG-TIE, SIMPSON (2017) - CONEXÕES E FIXAÇÕES - MADEIRA SOBRE MADEIRA; MADEIRA SOBRE ALVENARIAS.
- THELANDERSSON, Sven (2003) - Timber Engineering.
- VARUM, J. M. Branco; Paulo Cruz; Maurizio Piazza; Humberto (2006) - Behaviour of traditional portuguese timber roof structures.

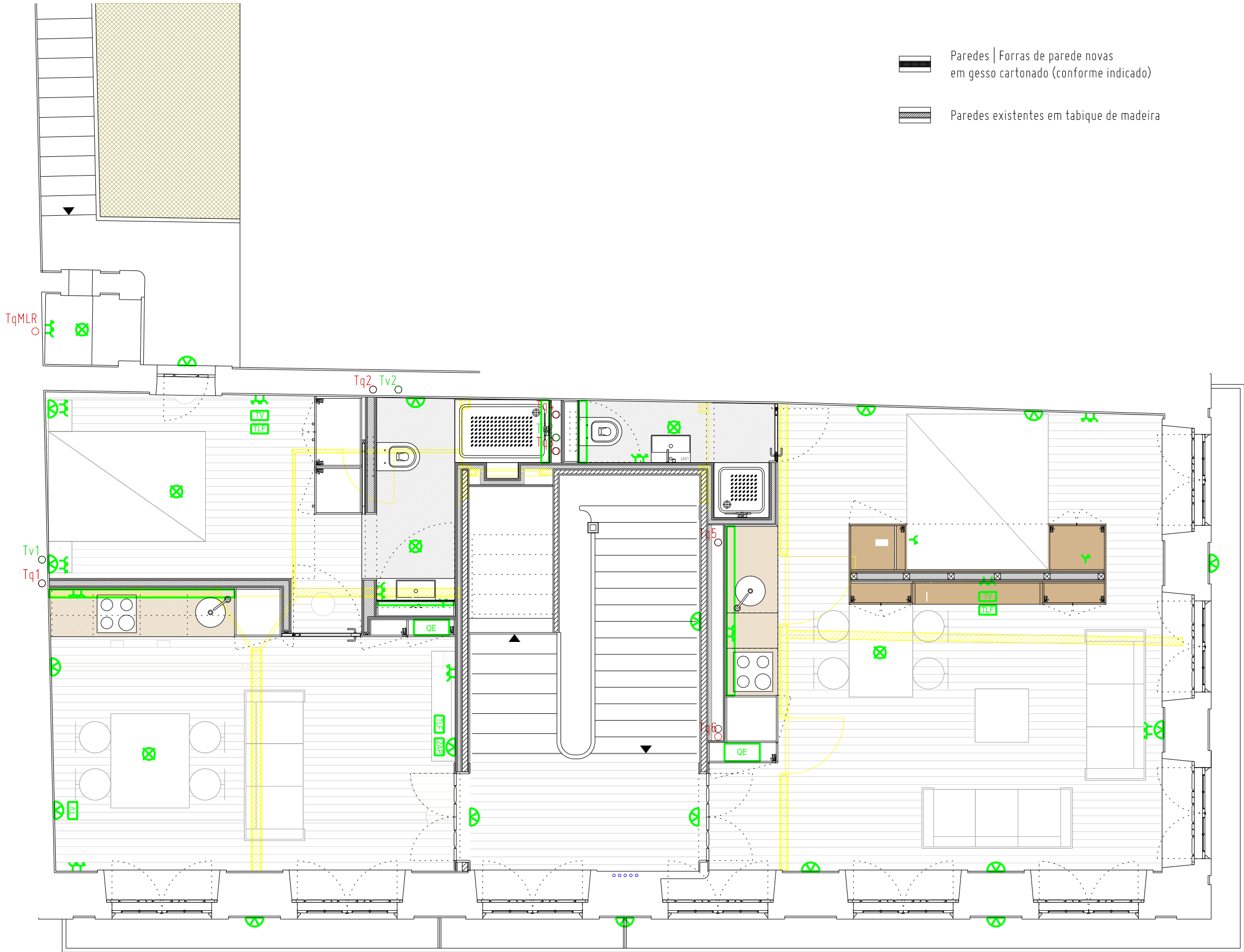
ANEXOS

ANEXO - A1



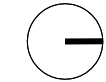
- Paredes | Forras de parede novas em gesso cartonado (conforme indicado)
- Paredes existentes em tabique de madeira





Paredes | Forras de parede novas
em gesso cartonado (conforme indicado)

Paredes existentes em tabique de madeira



JUL 15

ARQ.EX

016

RECUPERAÇÃO DE PRÉDIO
RUA DO PINHEIRO | RUA MÁRTIRES DA LIBERDADE
78180182
4000-435 PORTO
CLIENTE - Fernando Camaz Moreira

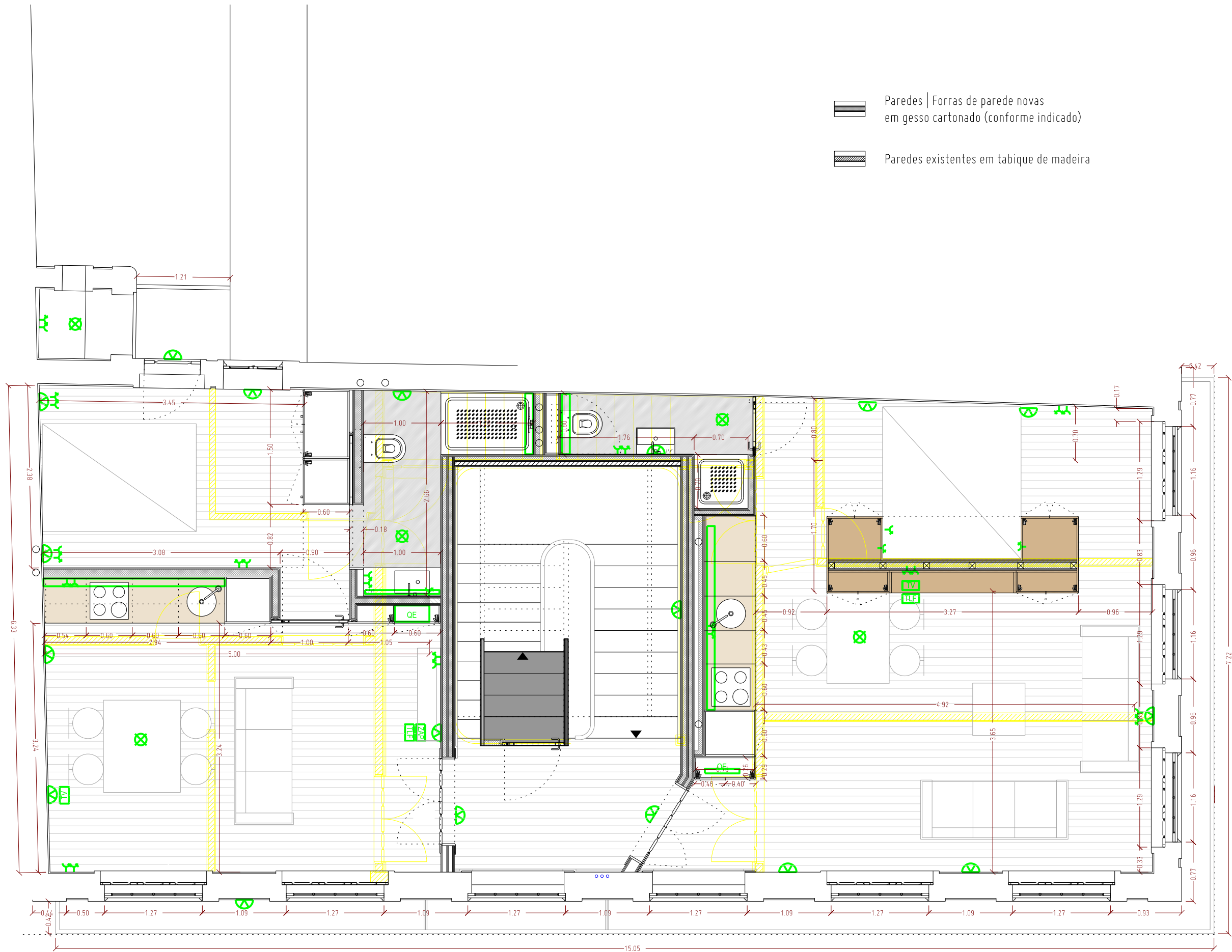
PROJECTO DE ARQUITECTURA
Execução
Vermelhos e Amarelos -
Planta Piso 1
Escala 1/50

TODAS AS MEDIDAS TÊM DE SER CONFIRMADAS EM OBRA

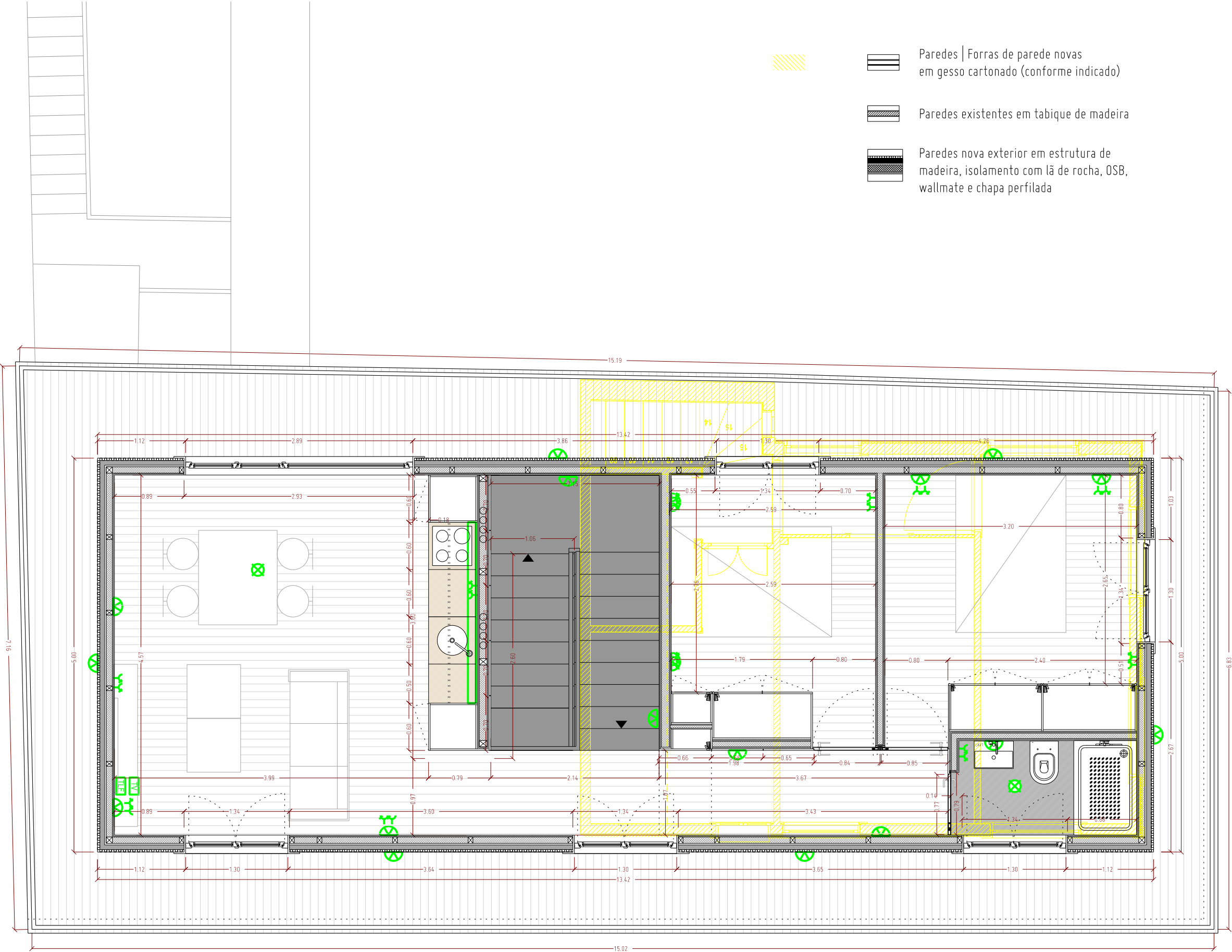
Proibida a reprodução, alteração e transmissão a terceiros sem a
expressa autorização do autor. Decreto-Lei nº63/85 de 14 de Março

ARCHITECTURE LABORATORY
Rua Almeida, 152 - andar, sala 1
4050-031 Porto, Portugal

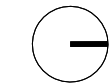
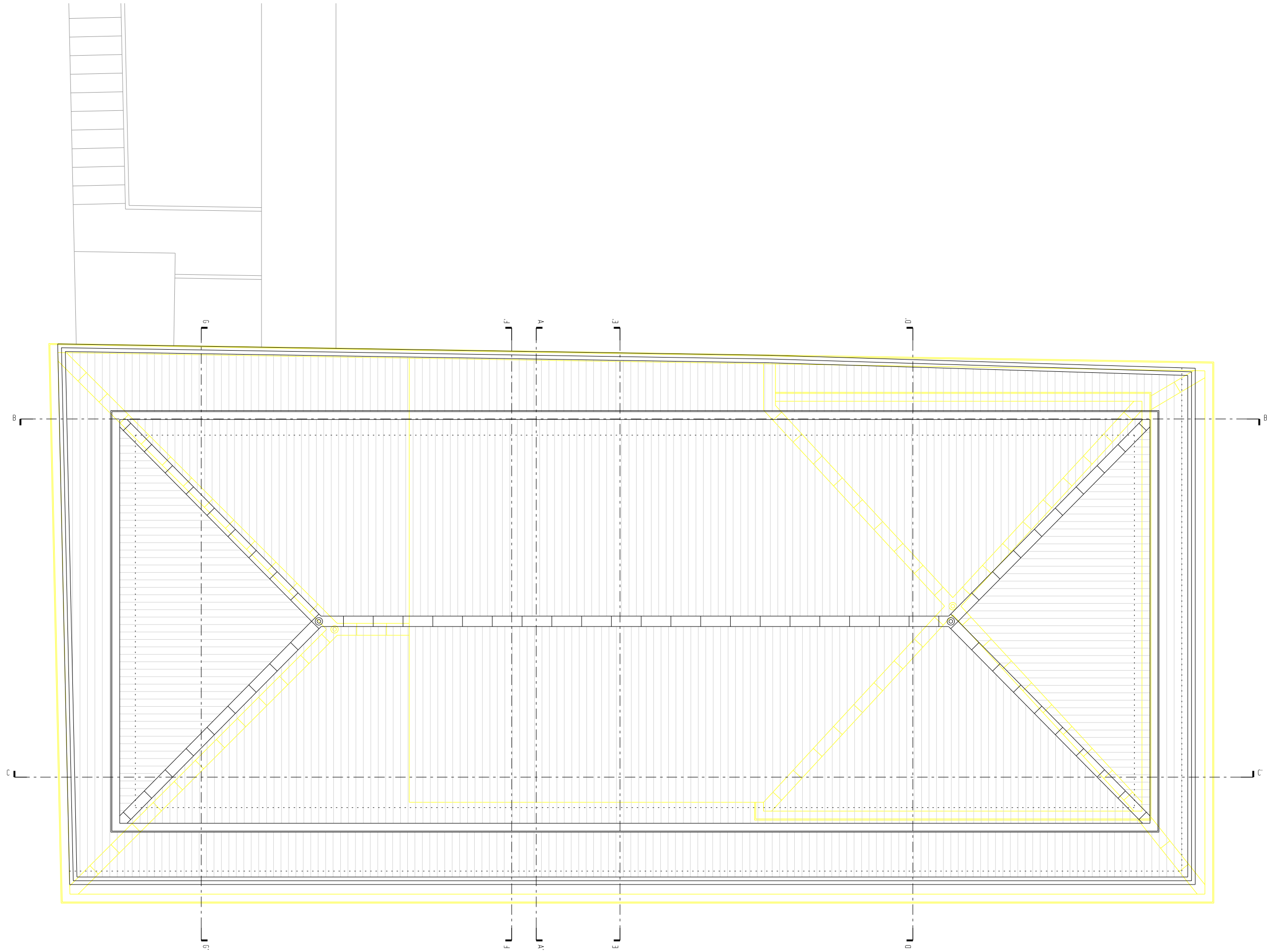
Tel. +351 22 321 55 55
pr@architecturelab.pt
www.architecturelab.pt

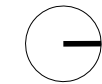


- Paredes | Forras de parede novas em gesso cartonado (conforme indicado)
- Paredes existentes em tabique de madeira



- Paredes | Forras de parede novas em gesso cartonado (conforme indicado)
- Paredes existentes em tabique de madeira
- Paredes nova exterior em estrutura de madeira, isolamento com lã de rocha, OSB, wallmate e chapa perfilada





JUL 15

ARQ.EX

021

RECUPERAÇÃO DE PRÉDIO
RUA DO PINHEIRO | RUA MÁRTIRES DA LIBERDADE
7860082
4000-435 PORTO
CLIENTE – Fernando Camaz Moreira

PROJECTO DE ARQUITECTURA
Execução
Vermelhos e Amarelos
Corte Longitudinal BB´
Escala 1/50

TODAS AS MEDIDAS TÊM DE SER CONFIRMADAS EM OBRA

Proibida a reprodução, alteração e transmissão a terceiros sem a
expressa autorização do autor. Decreto-Lei nº63/85 de 14 de Março

ARCHLNB

ARCHITECTURE LABORATORY
R. do Almada, 152, 4º andar, sala 1
4050-031 Porto, Portugal

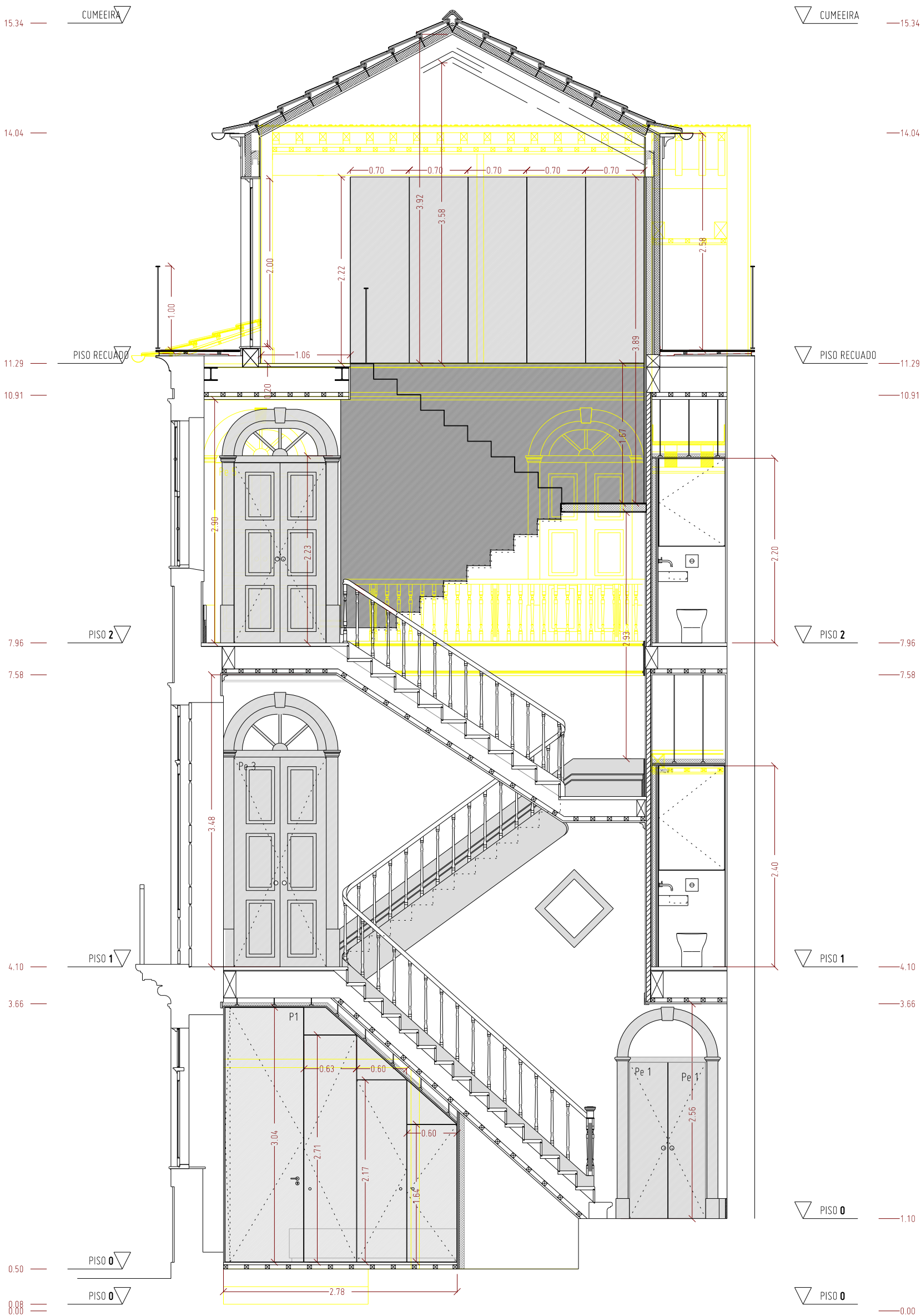
Tel. +351 22 321 55 55
psa@architecto@gmail.com
www.architlab.pt



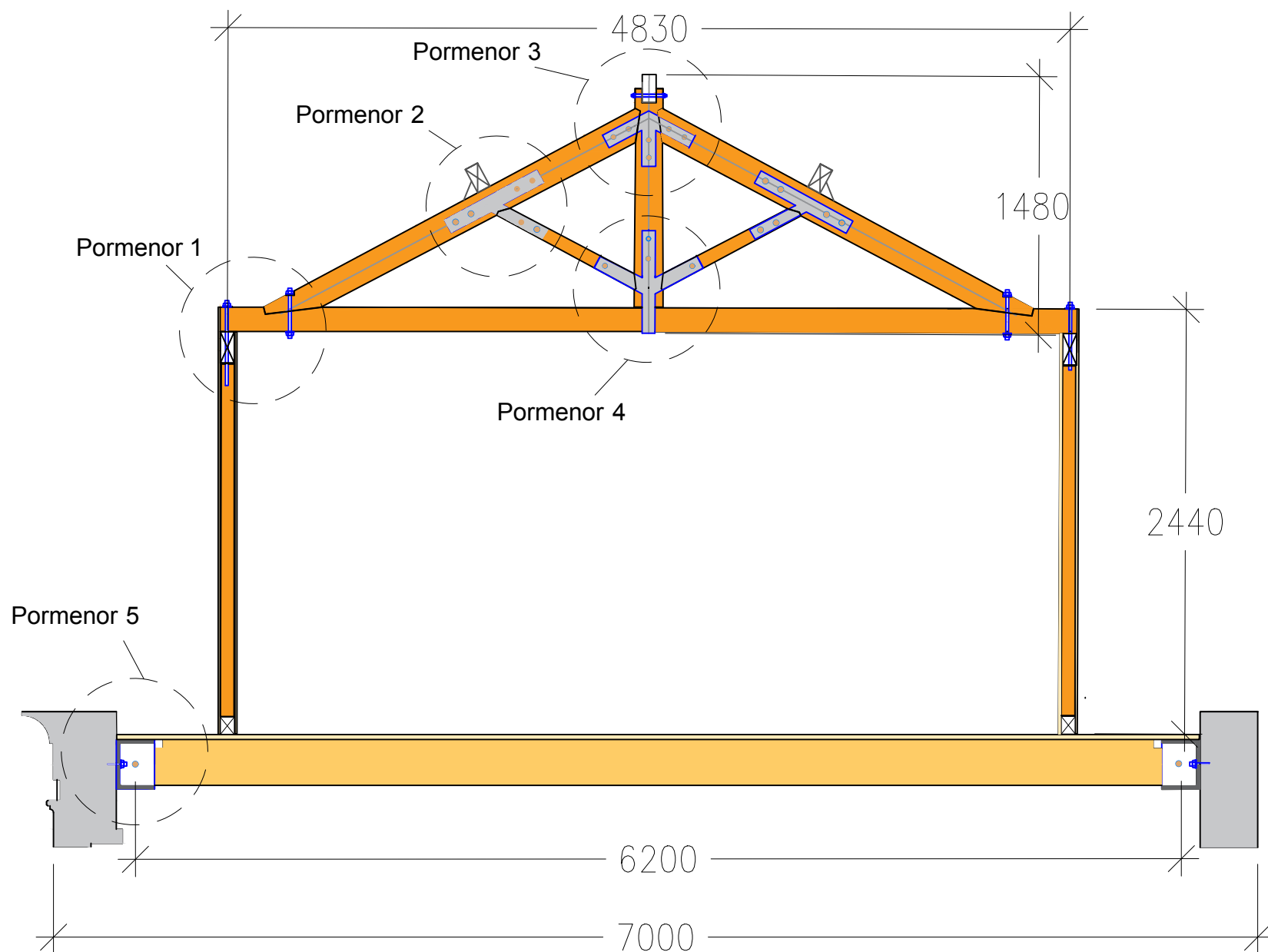




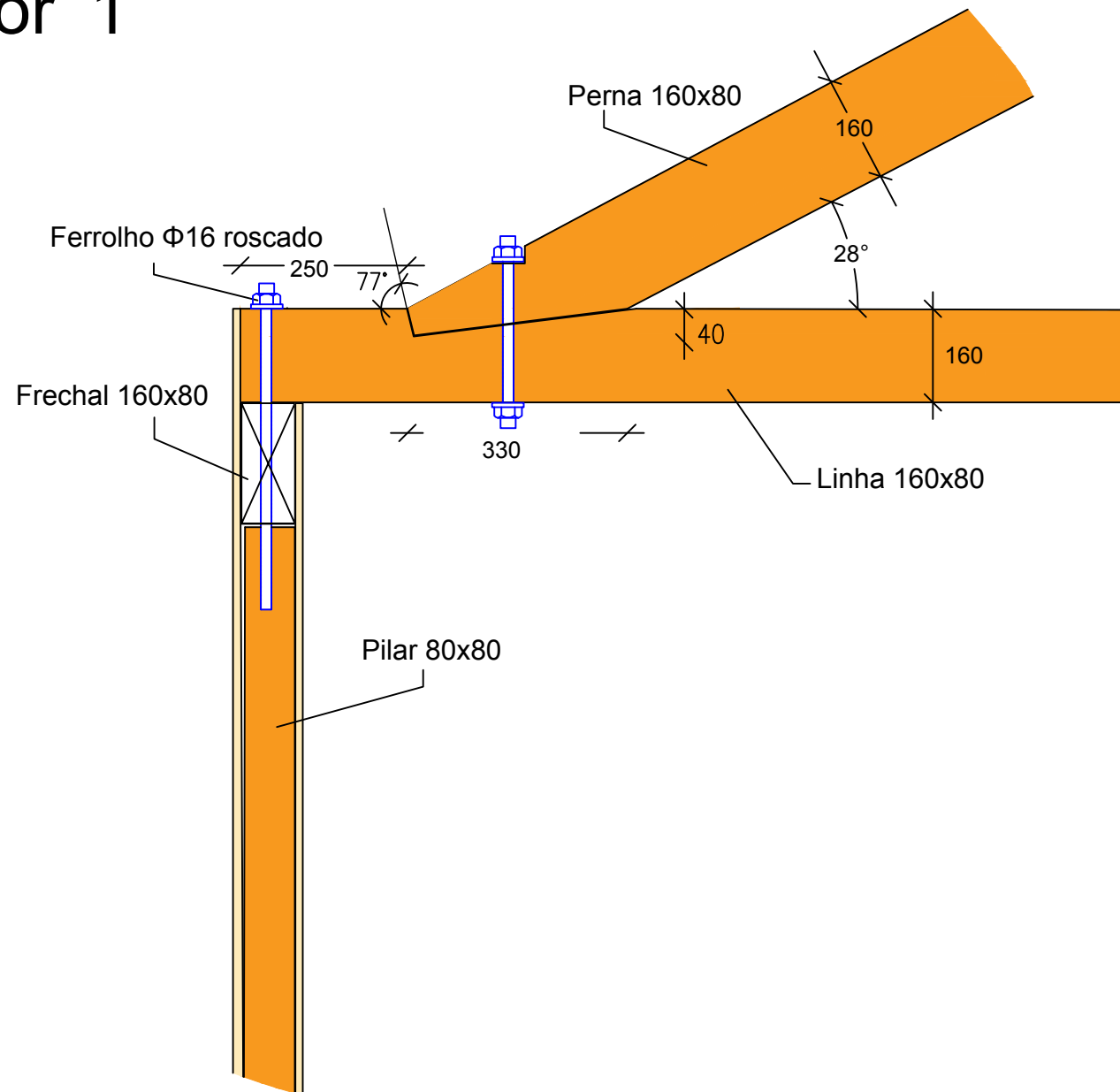




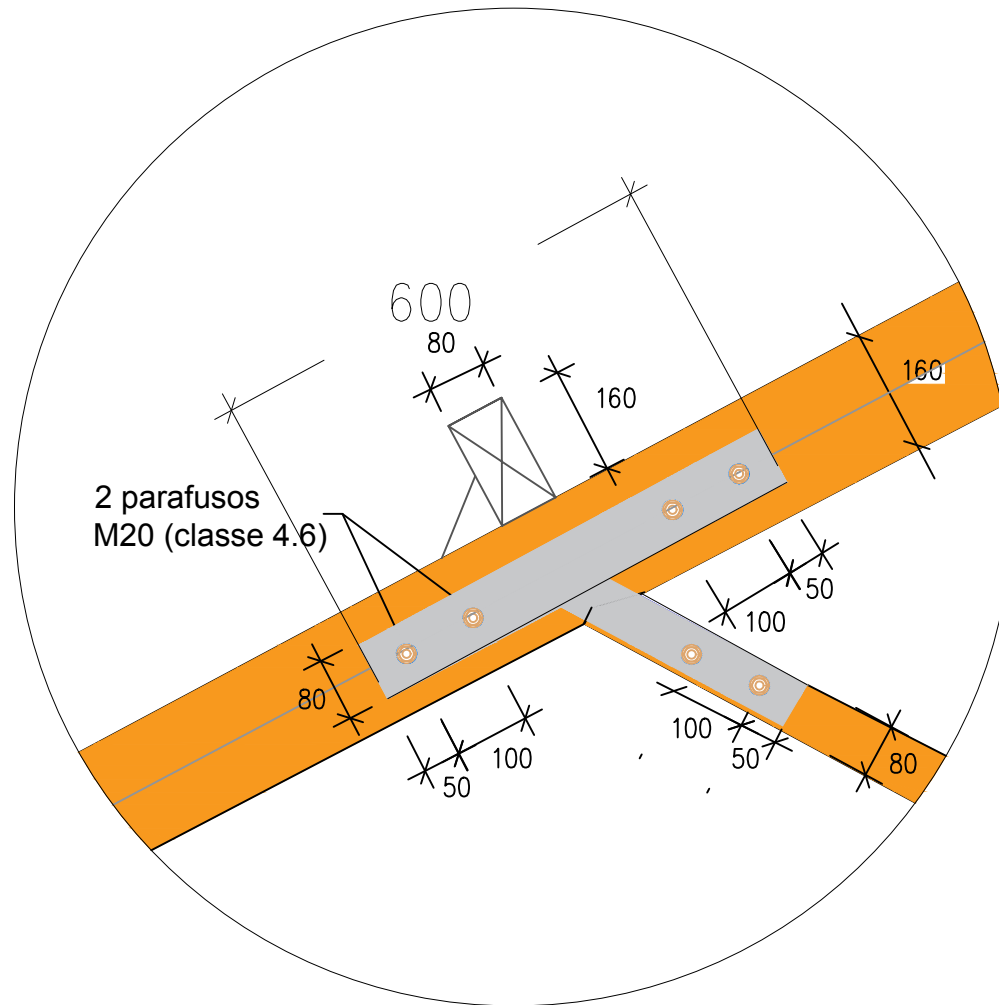
ANEXO – A2



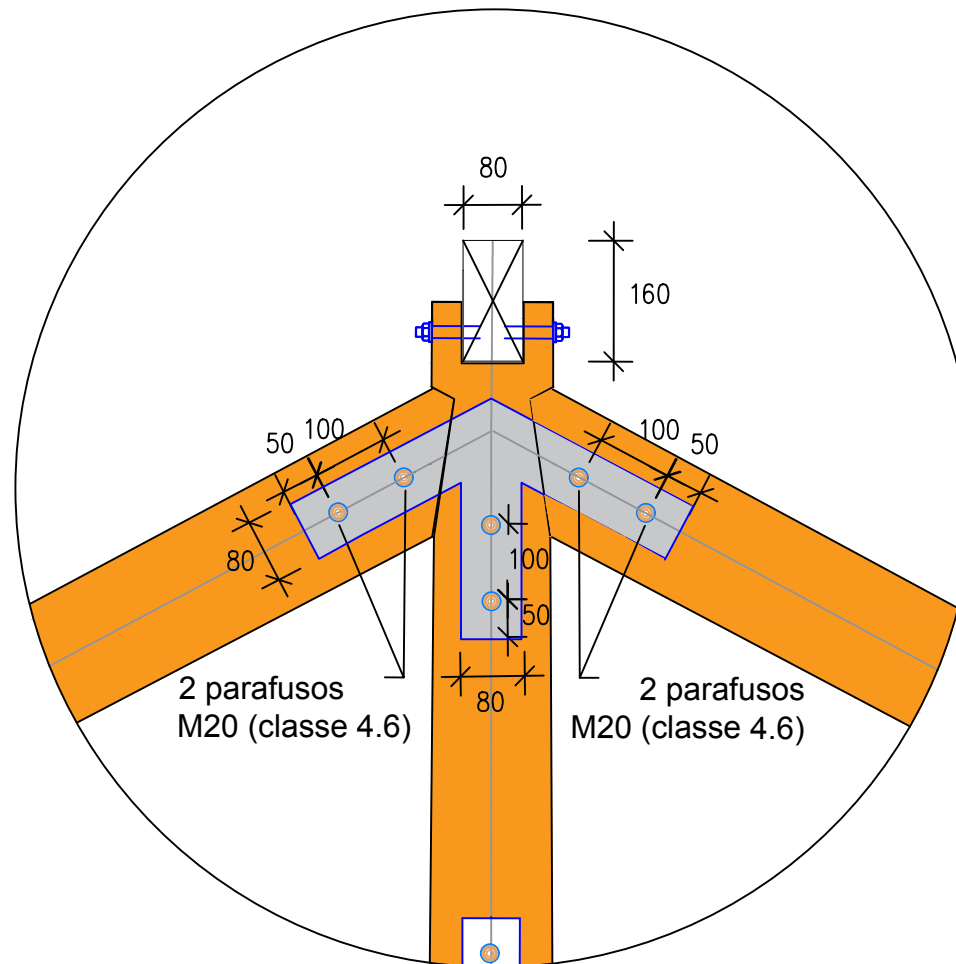
Pormenor 1



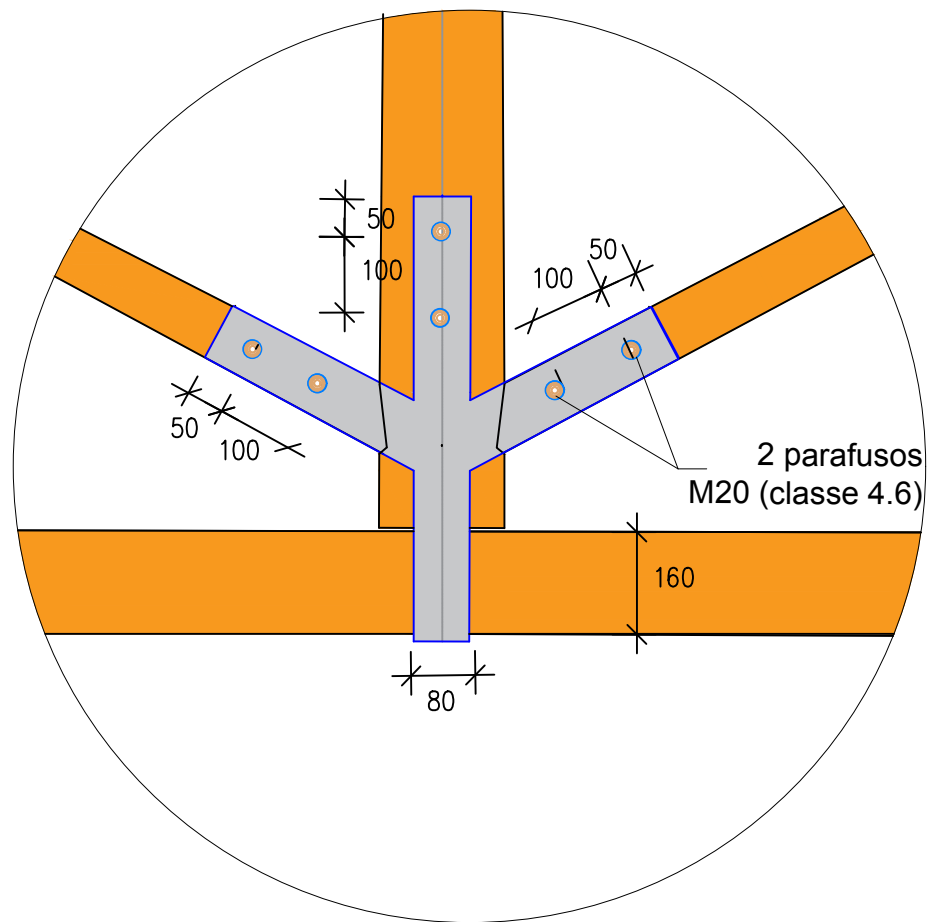
Pormenor 2



Pormenor 3



Pormenor 4



Pormenor 5

